



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

PROPONENTE: PREFEITURA MUNICIPAL DE CELSO RAMOS

OBRA: REVITALIZAÇÃO DA AVENIDA DOM DANIEL HOSTIN – TRECHO DA GARAGEM MUNICIPAL ATÉ A RUA OTÁVIO DE MATTIA

LOCAL: CENTRO – CELSO RAMOS - SC

ÁREA: 6.826,70M²

DATA: MAIO DE 2018

MEMORIAL DESCRITIVO

1 APRESENTAÇÃO:

O volume que ora se apresenta, denominado “Memorial Descritivo”, contém os elementos informativos a respeito do Projeto de Revitalização da Avenida Dom Daniel Hostin- trecho da garagem municipal até a Rua Otávio de Mattia, contemplando: Pavimentação Asfáltica (estacionamento, rodovia e ciclovia), Drenagem Pluvial, Rede de Esgoto, Passeios e Sinalização Viária.

2 DOS ESTUDOS TOPOGRÁFICOS:

Os Estudos Topográficos foram fundamentados nos procedimentos normais referentes às Normas para Projetos Geométricos de Logradouros Urbanos.

A Locação foi efetuada de acordo com os processos Clássicos, todas em 90°, lançando-se as tangentes para a definição dos pontos de intercessão (PIS), não sendo utilizado o processo das deflexões sobre a tangente para a locação das curvas, por razão destas já estarem definidas pelo leito atual da rua.

O eixo principal foi piqueteado de 20 em 20 metros, sendo que as medidas foram realizadas com trena de fibra de vidro, segundo a horizontal.

As seções transversais foram levantadas a nível, e perpendiculares ao eixo.

2.1 CADASTROS E AMARRAÇÕES TRANSVERSAIS:

Objetivando a definição das divisas e coleta de elementos para o projeto de benfeitorias das propriedades adjacentes, procedeu-se os levantamentos cadastrais das mesmas, existentes na faixa de domínio do eixo locado e também amarradas às ruas transversais ao eixo principal.

2.2 PROJETO GEOMÉTRICO:

O Projeto Geométrico foi desenvolvido tendo por base as características técnicas preconizadas pelas normas para Projetos Geométricos de Logradouros Urbanos e adequado aos elementos reconhecido pelos Estudos Topográficos.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

2.3 PROJETO PLANIALTIMÉTRICO:

O Projeto Planialtimétrico constitui na representação gráfica dos dados obtidos nos Estudos Topográficos, resultado da exploração realizada em campo.

2.4 PROJETO PLANIMÉTRICO:

O Projeto Planimétrico contém os seguintes elementos:

- a)- Alinhamento do greide locado;
- b)- Norte Magnético;
- c)- Área total a ser pavimentada;
- d)- Obras de arte corrente, configurando sua locação e dimensões e fluxos.

2.5 PROJETO ALTIMÉTRICO:

O projeto Altimétrico contém os seguintes elementos:

- a)- Desenho do perfil longitudinal da locação, nas escalas – Vertical 1: 100 e Horizontal 1:1000;
- b)- Representação dos deságuos transversais com a bitola dos bueiros;
- c)- Estaqueamento e distância
- d)- Perfil da linha de cortes e aterros – Perfil de Projetos

2.6 SEÇÃO TRANVERSAL:

A seção transversal Tipo, é composta por pistas de rolamento com passeios.

Ao longo de todo trecho da rua existente a declividade transversal é de 2%, em cada lado da rua. Tudo conforme os detalhes de projeto.

2.7 SUPER ELEVÇÃO:

Não foram considerados seus cálculos, devido a obra ser implantada em local de velocidade reduzida.

2.8 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS:

A poligonal foi projetada aproveitando ao máximo as diretrizes existentes. Quanto ao aspecto do perfil, objetivando-se um equilíbrio e econômico, procurou-se manter o greide existente, sem prejuízos na sua execução.

3 PLACA DE OBRA

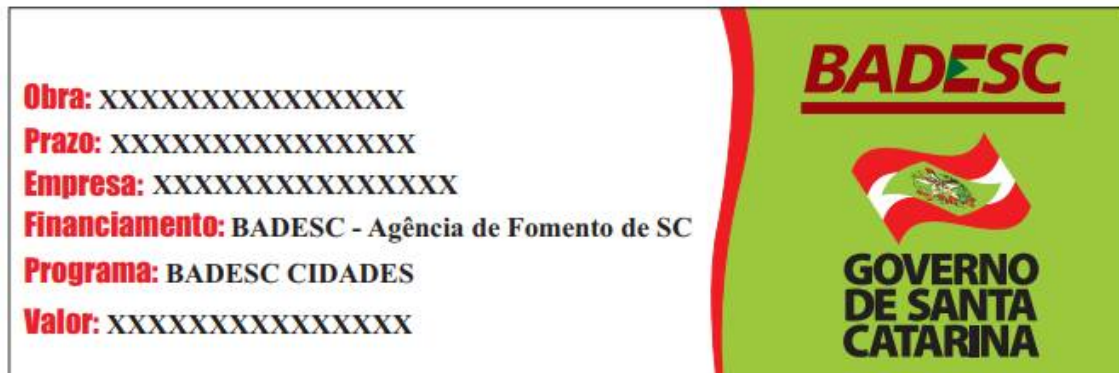
A placa de obra deve seguir os padrões estabelecidos nos manuais do BADESC. Placas e cavaletes de obras no formato horizontal (3x1 módulos) com a aplicação da logomarca padrão do



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

governo em cor sobre fundo diferenciado. Órgão do Governo (título) em fonte Impact Normal, subtítulos em fonte Times New Roman Bold. Obs.: Aplicação do brasão oficial de cada prefeitura envolvida na parceria. Conforme ilustra a figura abaixo.

Imagem 1 – Placa de Obra Padrão Badesc



Fonte: Badesc

4 DA DRENAGEM PLUVIAL:

Para obtenção das vazões de pico foi utilizado o Método Racional. Este método traz resultados aceitáveis quando aplicado no estudo de bacias de contribuição menores que 50 hectares. É um método empírico e de operação simples. Os erros decorrentes da adoção deste método para o cálculo de descargas de pico diminuem com a acuidade na determinação de coeficientes de escoamento superficial e demais parâmetros como intensidade de precipitação. Estes parâmetros irão influir fortemente nas dimensões das obras do sistema de drenagem.

O Método Racional relaciona a precipitação com o deflúvio, considerando as principais características da bacia, tais como área, permeabilidade, forma, declividade média, etc, sendo a vazão de dimensionamento calculada pela seguinte equação:

$$Q:(C \times I \times A)/3600$$

Onde:

Q: vazão (m³/s) – a calcular

C: Coeficiente de Deflúvio (%) dependente das características da bacia de contribuição Adotado 45%
- 0,45 – mais crítico

i: intensidade média de chuva para a precipitação ocorrida durante o tempo concentração da bacia em estudo (mm/min)

A - área da bacia de contribuição (ha)

CONFORME PLANILHA DE CALCULO EM ANEXO.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Obs.: Em todos os dados tabelares e coletados, foram sempre utilizados os mais críticos, para que os bueiros fossem dimensionados com maior segurança.

Conclusão: Após a utilização dos dados acima e aplicados na Fórmula Racional, chegou-se aos seguintes dados estabelecidos em projetos:

Tubos de diâmetro = 600mm.

Os tubos de concreto simples, com este diâmetro serão suficientes para absorver a vazão calculada ($0,1687\text{m}^3/\text{s}$)

4.1 TUBOS DE CONCRETO:

Os tubos de concreto deverão ser tipo “macho e fêmea”, e deverão obedecer as exigências de segurança. O material de rejuntamento a ser empregado será argamassa de cimento e areia no traço de 1: 4 e serão assentados em um colchão de areia com espessura de 5cm. Terão suas bolsas assentadas no sentido descendente das águas.

Deverão ser obedecidos alinhamentos, bitolas e cotas indicadas em projeto.

4.2 CAIXAS COLETORAS:

As caixas coletoras serão de alvenaria de tijolos comuns, com dimensões e alinhamentos estabelecidas em projeto e deverão atender as prescrições e exigências previstas pela norma.

4.3 MURO DE ALA E ESCADA DE DISSIPACÃO DE ENERGIA

No ponto final (PF) da drenagem, será executado um muro de ala, e uma escada em concreto armado, conforme mostra em projeto, com duas funções, estabilizar a descarga proveniente da drenagem pluvial, ou seja, tem a função de dissipação da energia da água corrente, e conter o talude a jusante, evitando patologias no local.

5 DOS MEIO-FIOS:

As peças constituintes dos meio-fios, serão em concreto. Suas dimensões serão de $(12 \times 15 \times 30\text{cm}) \times 100\text{cm}$ e terão a função de limitar o pavimento, proteger o pavimento evitando o deslocamento das pedras e direcionar as águas superficiais.

Os meio fios serão assentados, sendo após recolocado o material anteriormente e apiloado. Após esta etapa poderá ser iniciado o espalhamento do pedrisco.

6 DO PAVIMENTO:

De acordo com as necessidades e exigências da Prefeitura Municipal, o projeto constitui-se de pavimentação asfáltica.

O município de Celso Ramos procederá à retirada da pavimentação existente, em paralelepípedos e lajotas sextavadas, ao longo das vias e realizará o depósito do material retirado em local de sua escolha.

Faz-se necessário a retirada do pavimento existente devido ao fato de inúmeras e significativas irregularidades na plataforma de rolamento, tornando a sua utilização inviável e ineficiente. Também pelo fato de uma quantidade grande de escavação deste material para execução da rede de esgoto na via.

6.1 CONSTRUÇÃO

6.1.1 SUBLEITO

Preliminarmente, o leito deverá ser regularizado e compactado com 90% da densidade máxima normal. A regularização permite conformar o leito estradal, tanto em perfil longitudinal quanto transversal. As obras de drenagem e esgotamento sanitário deverão estar executadas.

6.1.2 SUB-BASE E BASE

O material a ser empregado na camada de sub-base deverá ser proveniente, exclusivamente de produtos de britagem previamente classificados, com índice de Suporte Califórnia igual ou superior a 80%. A camada de sub-base deverá ser executada em macadame seco nas espessuras definidas em projeto.

A camada de base deverá ser executada em brita graduada nas espessuras definidas em projeto.

Imagem 2 – Macadame Seco



6.1.3 IMPRIMAÇÃO

Imprimação é uma pintura de material betuminoso aplicada sobre a superfície da base antes da execução de um revestimento betuminoso qualquer, com objetivo de promover condições da aderência entre a base e o revestimento e impermeabilizar a base. A imprimação será realizada com



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

caminhão espargidor, devidamente calibrado para execução dos serviços, o tráfego sobre áreas imprimidas só deve ser permitido depois de decorridas no mínimo 24 horas de sua aplicação e quando estiver convenientemente curado. O material a ser utilizado será o asfalto diluído CM 30, com a taxa de 1,2 l/m². Esta pintura será efetivada em toda a área de intervenção. Deverá ser regular e uniforme.

6.1.4 PINTURA DE LIGAÇÃO

Consiste a pintura de ligação na aplicação de uma pintura de material betuminoso sobre a superfície de uma base ou de um pavimento, antes da execução de um revestimento betuminoso, objetivando promover a aderência entre este revestimento e a camada subjacente. A taxa de emulsão a ser aplicada deverá ser de 1,0 l/m² de emulsão asfáltica RR 2C, aplicada com caminhão espargidor.

6.1.5 REVESTIMENTO

Execução de camada asfáltica em CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente) com espessura média compactada determinada nos projetos e orçamento discriminado. Trata-se de uma mistura flexível, resultante do processamento a quente, em uma usina apropriada, fixa ou móvel, de agregado mineral graduado, material de enchimento ("filler" quando necessário) e cimento asfáltico, espalhada e comprimida a quente. O material asfáltico a ser utilizado é o CAP 50-70. Os agregados para o concreto asfáltico serão constituídos de uma mistura de agregado graúdo, agregado miúdo e, quando necessário "filler". Os agregados graúdo e miúdo podem ser pedra britada, seixo rolado britado ou outro material indicado por projeto. O agregado graúdo é o material que fica retido na peneira nº 4 e o agregado miúdo é o material que passa na peneira nº 4. Esses agregados devem estar limpos e isentos de materiais decompostos, preciso no controle da matéria orgânica e devem ser constituídos de fragmentos são e duráveis, isentos de substâncias deletérias. A mistura de agregados para o concreto asfáltico deve enquadrar-se em Faixa "C" do DNIT.

6.1.5.1 ENSAIOS

6.1.5.1.1 Apresentação

O presente estudo, refere-se ao projeto de Concreto Betuminoso Usinado à Quente, utilizando CAP 50/70 como Ligante Betuminoso, (Faixa "C" DNIT – pré-estabelecida no relatório do Projeto), que se destina à camada de rolamento procedente da Usina de Joaçaba – SC (distante 80,00Km do município de Celso Ramos).

6.1.5.1.2 Calibração

A Usina Joaçaba, está calibrada de acordo com este projeto (faixa C), com os seguintes percentuais - TEORES:



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

- Brita 01 13,09%
- Pedrisco 30,86%
- Pó 49,55%
- Areia 0,00%
- Filler 0,00%
- CAP 206,50%
- Total 100,00%

6.1.5.2 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

As especificações têm como premissa zelar pela segurança, eficiência e qualidade das obras durante sua implantação nas etapas de pavimentação, serviços complementares e sinalização. A metodologia de execução do conjunto de serviços projetados para as áreas de projeto, deverá estar em conformidade com as normas e especificações estabelecidas pelo DNER, materializadas no Manual de controle de qualidade intitulado como “Especificações Gerais para Obras Rodoviárias”.

Ao final dos serviços, deverá ser apresentado o controle tecnológico, laudado, de resistência da massa asfáltica, com o objetivo de garantir um produto de qualidade e durabilidade a população. Este serviço deverá ser realizado por empresa devidamente inspecionada pelo INMETRO.

6.1.6 TRANSPORTE DE CBUQ

Considerando as usinas de CBUQ existentes na região que possam atender em quantidade e de acordo com as especificações. Os caminhões tipo basculantes para o transporte do concreto asfáltico, deverão ter caçambas metálicas robustas, limpas e lisas, ligeiramente lubrificadas com água e sabão, óleo parafínico, ou solução de cal, de modo a evitar a aderência da mistura asfáltica às chapas. A medição deste serviço será por ton executada.

6.2 MEMÓRIAS DE CÁLCULO

6.2.1 DIMENSIONAMENTO QUANTO AO TRÁFEGO

$$N = 365 \times Vm \times P \times (FC) \times (FE) \times (FR)$$

Sendo,

N = Número equivalente de operações de eixo padrão durante o período de projeto.

Vm = Volume diário médio de tráfego no sentido mais solicitado, no ano médio do período do projeto.

P = Período de projeto, ou vida útil (em anos).

FC = Fator de Carga.

FE = Fator de Eixo.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

FR = Fator Climático Regional.

6.2.1.1 VOLUME DIÁRIO MÉDIO DE TRÁFEGO

Segundo dados coletados no local, contatamos um volume de tráfego no sentido mais solicitado de 100 veículos comerciais/dia, com taxa de crescimento de 2,0 % ao ano. Sob o ponto de vista de crescimento linear, em um período de 05 anos, temos:

$$V_m = (V_1 + V_P) / 2$$

Sendo:

$$V_1 = V_0 \cdot [1 + (p \cdot t / 100)] \quad V_1 = 65,42 \text{ veículos.}$$

$$V_p = V_1 \cdot [1 + (p \cdot t / 100)] \quad V_p = 19 \text{ veículos.}$$

$$V_m = 42,21 \text{ veículos.}$$

6.2.1.2 CALCULO DO "N"

$$N = 365 \times V_m \times P \times (FC) \times (FE) \times (FR)$$

$$N = 365 \times 42,21 \times 5 \times 2,07 \times 2,32 \times 1,00$$

$$\mathbf{N = 3,70 \times 10^5 \text{ operações}}$$

6.2.2 ESPESSURA DAS CAMADAS

Para o subleito de CBR = 12% e $N = 3,70 \times 10^5$ o ábaco de dimensionamento (Manual de Técnicas de Pavimentação **Wlastermiler de Senço**), fornece:

$$H_n = 36,00 \text{ cm}$$

$$H_{20} = 25,00 \text{ cm}$$

6.2.2.1 COEFICIENTE DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL "k"

Os coeficientes de equivalência dos cálculos podem ser observados na tabela abaixo:

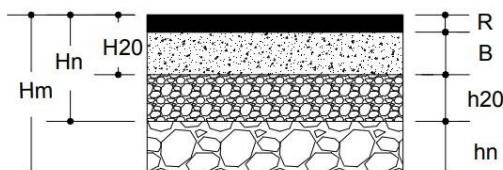
COMPONENTES DOS PAVIMENTOS	COEFICIENTE k
Base ou revestimento de concreto betuminoso (CBUQ)	2,00
Base granular (brita graduada)	1,00
Sub-base granular (macadame seco – pedra rachão)	1,00
Subleito	1,00

6.2.3 EQUAÇÃO DE DIMENSIONAMENTO

$$R K_R + B K_B \geq H_{20}$$

$$R K_R + B K_B + h_{20} K_S \geq H_n$$

$$R K_R + B K_B + h_{20} K_S + h_n K_{Ref} \geq H_m$$



Assim temos:

$$R = 5,00 \text{ cm}$$

$$R \times K_r + B \times K_b \geq H_{20}$$

$$5 \times 2 + B \times 1 \geq 25$$

$$B = 15 \text{ cm}$$

$$R \times K_r + B \times K_b + h_{20} \times K_s \geq H_n$$

$$5 \times 2 + 15 \times 1 + h_{20} \times 1 \geq 36$$

$$h_{20} = 11 \text{ cm}$$

Revestimento = 5,00 cm

Base (brita graduada) = 15,00 cm

Sub-base (macadame seco - pedra rachão) = 11,00 cm

7 DOS PASSEIOS:

Após a remoção dos passeios existentes, pela prefeitura municipal, deverá ser iniciada implantação dos novos passeios.

Serão em paver, blocos intertravados de concreto, na espessura de 6cm, dimensões de 10x20cm, FCK = 35MPa, na cor cinza, assentados sobre colchão de pó de pedra e rejunte com areia fina, inclusive os blocos táteis, em cor vermelha.

Sobre o pó de pedra deverá existir base em brita graduada na espessura de 5cm.

Deverá ser fornecido laudo da resistência dos blocos de concreto.

Nos canteiros de acessos as travessias elevadas, deverão ser plantadas grama em leiva da espécie esmeralda.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Nos canteiros das esquinas deverão ser plantados buchinhos, sendo cinco unidades por canteiros, protegendo a projeção do banco em madeira, que também será instalado no local.

A largura dos passeios é variável, acompanhando as larguras diversas existentes no local.

8 DA SINALIZAÇÃO PREVENTIVA DE INDICAÇÃO DA OBRA:

A empresa responsável pela execução da obra deverá, até o término desta, adequar e manter a sinalização de obra nos locais previstos e definidos pela equipe de fiscalização. Qualquer incidente que ocorra ao longo da obra e constatado que veio a ser ocasionado pelo não cumprimento da sinalização de obra, os danos ocorridos será de responsabilidade da empresa executora.

As placas deverão ser mantidas em bom estado de conservação, inclusive quanto à integridade dos padrões de cores, durante todo o período de execução da obra, substituindo-as ou recuperando-as quando verificado o seu desgaste ou precariedade, ou ainda por solicitação da equipe de fiscalização.

Toda sinalização preventiva e indicativa da obra deverá rigorosamente seguir os padrões da legislação vigente. As operações e encargos para a sua execução, inclusive fornecimento e instalação, não serão pagos diretamente, mas sim através da inclusão de seus custos nos preços propostos para os itens de serviços do contrato.

9 DA SINALIZAÇÃO:

Será executada a sinalização viária horizontal, que utilizará de linhas, marcas e legendas, pintadas com a função de organizar o fluxo de veículos e pedestres, controlando deslocamentos em situações com problemas de geometria, topografia e obstáculos complementando a sinalização vertical de regulamentação, posteriormente colocadas.

A sinalização horizontal será composta de faixa central continua, com largura de 10,00cm ao longo das vias. Usar tinta de demarcação viária em solvente a base de resina acrílica/estireno ou tinta emulsionada em água a base de resina acrílica pura, seguindo as normas.

As faixas de pedestres ficarão a critério do conselho municipal de trânsito.

A sinalização viária vertical será composta de placas de sinalização, conforme locações e detalhes de projeto. Terão a finalidade de orientar a velocidade permitida, bem como o informar nome da rua e designar a preferencial em cada trecho. As placas serão metálicas, em pedestal tubular, metálico, com fundações em concreto, conforme detalhes do projeto.

10 REDE DE ESGOTO

10.1 ESTUDOS POPULACIONAIS

As obras de saneamento da cidade devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, correspondente ao crescimento demográfico em um determinado período de tempo. Esse período é chamado período de projeto ou horizonte de



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

projeto, porém como sabemos que não será possível implantar a coleta e tratamento do esgoto gerado em todo o perímetro urbano devido falta de recursos, estaremos ajustando o projeto de acordo com o recurso disponibilizado.

10.2 ESTUDOS DE VAZÃO

A partir do estudo populacional apresentado no item anterior serão estimadas as vazões do esgoto sanitário e as cargas orgânicas atuais.

10.2.1 CONTRIBUIÇÃO PER CAPITA

A contribuição de esgoto está diretamente correlacionada ao consumo de água, sendo assim, utiliza-se normalmente o consumo per capita usado para projetos de sistemas de abastecimento de água para se projetar o sistema de esgotos. No sistema de esgoto sanitário, porém, considera-se o consumo efetivo per capita, não incluindo as perdas de água.

O consumo per capita de água varia em função do local. Em locais onde não há dados referentes ao consumo per capita de água, a literatura recomenda a adoção de valores de comunidades com características semelhantes. Desta forma, adotou-se para o município o valor de 120 l/hab.dia.

Para que possa ser estabelecida a contribuição per capita de esgoto, o consumo de água efetivo per capita é multiplicado pelo coeficiente de retorno.

10.2.2 COEFICIENTE DE RETORNO

O coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente fornecido à população.

O coeficiente de retorno depende principalmente de fatores locais como a localização e tipo de residência, condições de arruamentos das ruas e tipo de clima, situando-se geralmente na faixa de 0,5 a 0,9. Em áreas centrais de alta densidade populacional os valores de coeficiente de retorno tendem a ser mais elevados, enquanto em áreas residenciais com muitos jardins são menores.

Será adotado o valor de 80 % para o coeficiente de retorno, recomendado pela NBR 9.649 na falta de valores obtidos em campo.

10.2.3 COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DE VAZÃO

Em um sistema público de esgotamento, a quantidade de esgoto contribuída varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, hábitos das populações, entre outros.

Nos países tropicais notadamente, há meses em que o consumo de água, e consequentemente a contribuição de esgoto sanitário é maior, como no verão. Por outro lado, no



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

mesmo mês ou semana, existem dias em que a contribuição de esgoto assume valores maiores que as médias anuais.

Desta maneira, faz-se necessário estabelecer coeficientes que traduzam essas variações de contribuição para o dimensionamento das diversas unidades de um sistema de esgotamento.

Assim sendo, serão determinados os seguintes coeficientes:

K1 coeficiente de máxima vazão diária - é a relação entre a maior vazão diária verificada no ano e a vazão média diária anual;

K2 coeficiente de máxima vazão horária - é a relação entre a maior vazão observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia;

K3 coeficiente de mínima vazão horária - é a relação entre a vazão mínima e a vazão média anual.

Na falta de valores obtidos através de medições, a NBR 9649 da ABNT recomenda o uso de:

K1 =1,20, K2 =1,50 e K3 =0,50.

10.2.4 TAXA DE INFILTRAÇÃO

As águas de infiltrações são contribuições indevidas nas redes de esgoto que são originárias do subsolo, sendo recomendada sua consideração na elaboração dos projetos hidráulico-sanitários das redes coletoras de esgotos pela NBR 9.649 da ABNT.

A infiltração ocorre quando os sistemas de coleta estão construídos abaixo do nível do lençol freático, penetrando através dos seguintes meios:

- Juntas das tubulações;
- Paredes das tubulações;
- Através das estruturas dos poços de visita, tubos de inspeção e limpeza, terminal de limpeza, caixas de passagem, estações elevatórias etc.

A quantidade de infiltração nas redes de esgoto sanitário depende dos materiais empregados, do estado de conservação, do assentamento das tubulações, bem como das características do solo, nível do lençol freático, tipo de solo, permeabilidade etc. Será adotada uma infiltração de 0,0001 l/s. m.

10.2.5 VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO

10.2.5.1 Vazão Média

A vazão doméstica média de esgotos é calculada através da equação abaixo,

$$Q_{\text{méd}} = P \cdot q \cdot C$$

Onde:

- P - População contribuinte (hab.)
q - quota per capita de água (l/



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

C hab.dia)
- Coeficiente de retorno.

10.2.5.2 Vazão Máxima Diária

A vazão máxima diária é calculada através da seguinte equação:

$$Q_{Máx.Dia} = P.q.C.K1$$

Onde K1, o coeficiente de dia de maior consumo, é igual a 1,20.

10.2.5.3 Vazão Máxima Horária

No caso do cálculo da vazão máxima horária, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q_{Máx.Hor.} = P.q.C.K1.K2$$

Onde K2, o coeficiente de hora de maior consumo é igual a 1,50.

10.2.5.4 Vazão Mínima

A vazão mínima é calculada por:

$$Q_{Min.} = P.q.C.K3$$

Onde K3, o coeficiente da hora de menor consumo, é adotado como sendo 0,5.

10.3 MEMORIAL DESCRITIVO

10.3.1 REDE COLETORA

O sistema de coleta de esgoto sanitário a ser implantado no município foi delineado a partir do mapa cadastral e levantamentos topográficos realizados pela AMPLASC (Associação dos Municípios do Planalto Sul de Santa Catarina).

Para o dimensionamento hidráulico das respectivas redes coletoras de esgoto, adotaram-se como base os critérios estabelecidos na NBR 9.649 (1986), relacionados a seguir:

- escoamento em regime uniforme e permanente;
- Diâmetro mínimo igual a 150 mm;
- Tensão trativa média para vazão inicial mínima igual a 1,0 Pa;
- A declividade de cada trecho da rede coletora não deve ser inferior à mínima admissível calculada;
- A declividade tem que ser inferior à declividade que resulta na velocidade final $v_f = 5$ m/s;
- A lâmina d'água máxima para vazão final é igual a 75 % do diâmetro do coletor.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

10.3.1.1 Material Das Tubulações

Para uma escolha criteriosa do material das tubulações estudou-se os seguintes fatores:

- Facilidade de transporte
- Disponibilidade de diâmetros necessários
- Custo do material, transporte e assentamento
- Resistência a cargas externas
- Resistência à abrasão e ao ataque químico

Segundo TSUTIYA (2000), os materiais mais utilizados em sistemas de coleta e transporte de esgoto têm sido o tubo cerâmico, concreto, plástico, ferro fundido e aço. Os diâmetros e comprimentos disponíveis são apresentados na tabela abaixo.

Aplicação		Diâmetro nominal em mm	Comprimento nominal em mm
Tubo cerâmico	Rede coletora	75, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 375, 400, 450, 500 e 600	600, 800, 1.000, 1.250, 1.500 e 2.000
Tubo de Concreto (NBR 8.890)	Coletor-tronco, interceptor, emissário	400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000, 1.100, 1.200, 1.500, 1.750 e 2.000	-
Tubo de Concreto (NBR 8.889)	Rede coletora	200 a 1.000 (simples) e 400 a 2.000 (armado)	-
Tubo de PVC	Rede coletora, Ramal predial	100, 150, 200, 250, 300, 350 e 400 mm	6.000
Tubo de ferro fundido	Linha de recalque, travessias aéreas, passagem sob rios, cargas extremamente altas	100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000 e 1.200	6.000
Tubo de aço	Esforços elevados sobre a linha	150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000, 1.100 e 1.200	-

Fonte: TSUTIYA (2000)

Para o projeto em questão, para tubulações com diâmetro nominal de 150 mm, optou-se pelo emprego de tubos PVC (Esgoto Ponta Bolsa) devido sua alta resistência à corrosão e por ser empregado em redes coletoras na mesma faixa de utilização dos tubos cerâmicos.

10.3.1.2 Coeficiente de Rugosidade

O coeficiente de rugosidade afeta de maneira direta o dimensionamento das redes coletoras de esgoto, dependendo do diâmetro, da forma e do material da tubulação, da altura da lâmina da água e das características de esgoto (TSUTIYA, 2000). Tem sido normalmente utilizado em escoamento de esgoto o valor de 0,013.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

10.3.1.3 Diâmetro Mínimo Dos Coletores

A norma ABNT 9.649 estabelece, devido às condições específicas para o dimensionamento hidráulico, que os diâmetros devem ser os previstos nas normas e especificações brasileiras relativas aos diversos materiais, não sendo inferior a 100 mm, porém para este projeto o diâmetro mínimo (DN) será de 150 mm.

10.3.2 Profundidade Mínima e Máxima das Valas

As exigências devido à profundidade mínima ocorrem tendo em vista as condições de recobrimento mínimo, que é necessário para a proteção da tubulação. Assentado no leito do passeio, o recobrimento da tubulação não deve ser inferior a 0,65 metros, já no leito da via de tráfego não inferior a 0,90 metros (TSUTIYA, 2000).

A determinação do subsolo é indispensável para reconhecer maiores dificuldades devido à presença de rochas, solos de baixa resistência ou de lençol freático, que poderiam limitar as profundidades máximas.

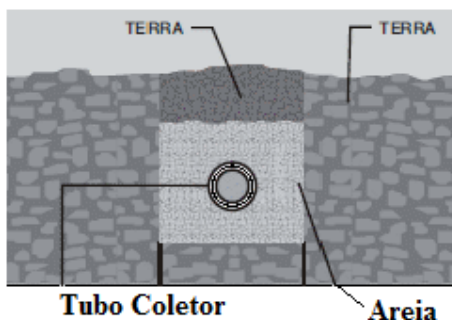
Segundo TSUTIYA (2000), as profundidades máximas dos coletores, quando assentadas nos passeios não devem ultrapassar o limite de 2,0 a 2,5 m, dependendo do tipo de solo. TSUTIYA (2000) conta, que as profundidades máximas das redes de esgotos normalmente não ultrapassam 3,0 a 4,0 metros.

A norma ABNT 9.649 estabelece que a rede coletora não deva ser aprofundada para atendimento de economia com cota de soleira abaixo do nível da rua. Se o atendimento for considerado necessário, devem ser estudadas a conveniência do aprofundamento dos trechos a jusante e outras soluções.

10.3.2.1 Preparo das Valas

O fundo da vala deverá ser ajustada e compactada, sendo possível utilizar um dos seguintes materiais:

- a) Base de areia: Os tubos serão assentes sobre colchão de areia ou pó de pedra compactado, com uma largura mínima de 1,5 vezes o diâmetro e uma espessura mínima de 10 cm;



Obs.: Não será permitido o assentamento de tubulação sem o referido colchão de proteção da tubulação.

10.3.2.2 Reaterro das Valas

Antes do reaterro das valas, todas as juntas devem ser verificadas quanto à sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas de preferência entre derivações e no máximo a cada 500 m de tubulação. O material do reaterro que fica em contato direto com a tubulação até altura de 30 cm acima de sua parte superior, deve ser isento de pedras e entulhos. O material poderá ser peneirado se for o caso.

Execução

- Estando o tubo colocado no seu leito, preencher lateralmente com material indicado, compactando-o manualmente a cada camada de 20 cm.
- Colocar o material até atingir 20 cm acima do tubo no seu envolvimento lateral;
- Compactar exclusivamente as partes laterais da vala, fora da zona ocupada pelo tubo;
- Completar a colocação do material de reaterro na parte superior da tubulação;
- Independentemente do tipo de envolvimento empregado, os tubos devem ser recobertos com uma camada de 30 cm de material isento de pedras ou entulhos;
- O restante do reaterro da vala deve ser feito em camadas sucessivas de no máximo 30 cm e compactadas de tal forma a se obter o mesmo estado do terreno lateral.

10.3.3 Assentamento da Tubulação

Após a preparação da vala os tubos serão assentados promovendo o sentido do fluxo da ponta para a bolsa com declividade mínima da tubulação será de 0,004m/m. Toda rede assentada a uma profundidade maior que 1,25m (um metro e vinte e cinco centímetros), deverá dispor de sistema de escoramento eficaz que garanta a estabilidade das laterais do barranco e não venha a ocorrer eventual acidente por desmoronamentos.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Caso seja conveniente executar um PV com profundidade inferior a de projeto, deverá ser comunicado à fiscalização antes que seja realizada a modificação. O nivelamento dos tubos deverá ser realizado em cada barra de seis metros assentada respeitando, **rigorosamente**, as declividades mínimas descritas no projeto.

Quanto ao item “colchão de areia” ou “berço” presente na obra referentes ao assentamento de tubos coletores de esgoto, podemos informar que o projeto segue normas técnicas específicas para a execução de obras de saneamento, sendo ela:

NBR 9814 Execução de rede coletora de esgoto sanitário

A NBR 9814 apresenta o procedimento ideal para o assentamento de tubos coletores de esgoto, isso pode ser observado no item:

5.7.2 Disposições específicas devidas ao solo do fundo da vala

5.7.2.1 Em terrenos firmes e secos, com capacidade de suporte satisfatória, podem ser previstos os seguintes tipos de apoio:

- a) apoio direto;
- b) apoio sobre leito de material granular fino (areia, pó de pedra, brita nº 1 ou cascalho triturado), após o conveniente rebaixamento do fundo da vala, em toda a sua largura;
- c) apoio sobre laje e berço contínuo, de concreto;
- d) apoio sobre blocos convenientemente espaçados, de acordo com as características mecânicas da tubulação

Como o solo do local é considerado firme sem presença de áreas úmidas, não é necessário utilizar berço de concreto, porém o berço de areia é essencial para as obras de saneamento, visto que o mesmo irá auxiliar no assentamento e proteção do tubo.

Salientamos ainda que as normas não apresentam a possibilidade de utilização de Pranchas de Madeira, visto que além de aumentar o custo o material degrada de forma rápida, sendo assim ocasionando o desnivelamento do solo, e por consequência problemas voltados ao escoamento do esgoto.

10.3.4 Escoramento com pranchões metálicos

Da estaca 25+1,26 metros até a estaca 27+12,62 metros, há necessidade de escoramento com pranchões metálicos, devido a vulnerabilidade e pouca estabilidade do solo no local, o escoramento deverá seguir rigorosamente as prescrições das normas brasileiras NBR 12266 (Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana).



10.3.5 Tensão Trativa

A tensão Trativa crítica é definida como uma tensão mínima necessária que evita a deposição de materiais sólidos nos condutos e permite assim a autolimpeza.

Segundo a norma ABNT 9.649, a tensão trativa de cada trecho da rede coletora deve ser verificado para a vazão inicial e um coeficiente de Manning igual a 0,013, sendo o valor mínimo admissível igual a 1,0 Pa. Para que a tensão trativa seja maior, deve ser garantida a declividade mínima.

Para interceptores, a norma ABNT 12.207 recomenda a tensão trativa de 1,5 Pa, tendo em vista a proteção contra ácido sulfúrico, que poderia ser gerado no caso de tempos de detenção elevados (TSUTIYA, 2000).

10.3.6 Declividade Mínima E Máxima

Segundo a norma ABNT 9.649, a declividade de cada trecho da rede coletora não deve ser inferior à mínima admissível, calculada através da seguinte equação:

$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde:

I_{\min} = Declividade mínima m/m;

Q_i = Vazão inicial em l/s.

A máxima declividade é definida através da norma ABNT 9.649, por apresentar uma velocidade de escoamento igual a 5 m/s. Ela pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$I_{\max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67}$$

I_{\max} = Declividade máxima m/m;

Q_f = Vazão final em l/s.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

10.3.7 Velocidade Crítica

Segundo TSUTIYA (2000), a velocidade crítica V_c em redes coletores é calculada por:

$$V_c = 6 \cdot \sqrt{g \cdot R_H}$$

g = aceleração da gravidade m^2/s

R_H = raio hidráulico para a vazão final em m

10.3.8 Poço de Visita (PV)

Como poço de visita (PV) entende-se o órgão que permite acesso de pessoas e equipamentos para manutenção. Utilizam-se poços de visita no início de coletores, nas mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e de material, na reunião de coletores e onde há degraus e tubos de queda (TSUTIYA, 2000).

A distância entre os poços de visita não deve ultrapassar 100 metros, para que se possa alcançar a rede coletora com instrumentos de limpeza.

10.3.9 3.1.9 - Tubo de Inspeção e Limpeza (TIL)

O tubo de inspeção e limpeza (TIL) é um dispositivo não visitável, fabricado em PVC ou em outro material plástico, destinado à inspeção visual e à introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza dos coletores. O custo de aquisição do TIL e o fato de os trabalhadores não terem contato com o material residual compensam a substituição do PV.

A utilização do TIL é recomendada pela ABNT (1986), na NBR 9646/1986, nos seguintes casos:

- Na reunião de até dois trechos ao coletor (três entradas e uma saída);
- Nos pontos com degrau de altura inferior a 0,50m;
- A jusante de ligações prediais cujas contribuições podem acarretar problemas de manutenção.

10.3.10 Tubo de Limpeza (TL)

O tubo de limpeza é um dispositivo não visitável, fabricado em PVC ou outro material, destinado à introdução de equipamentos de desobstrução e limpeza dos coletores. O TL será utilizado em substituição aos PV's no início de coletores.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

10.3.11 Interceptores e Emissários por Gravidade

De acordo com a norma NBR 12.227/1992, interceptores são canalizações cuja função principal é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, e caracterizado pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas.

Segundo a norma NBR 9.649 (1986), o emissário é a tubulação que recebe o esgoto exclusivamente na extremidade de montante. Contudo, NETTO (2002) descreve o emissário como o conduto final de um sistema de esgoto sanitário, destinado ao afastamento dos efluentes para o ponto de lançamento.

Apesar de terem vários procedimentos comuns de dimensionamento, para os coletores, interceptores e emissários serão seguidas as recomendações da NBR 9.649/1986 e NBR 12.207/1992, respectivamente.

TSUTIYA (2000) ressalta que os interceptores de pequeno diâmetro são dimensionados como redes coletoras, obedecendo a NBR 9.649/1986, e os de grandes dimensões devem ser projetados pela NBR 12.207/1992.

Posto isto, conforme concepção adotada para os SES, os coletores e interceptores foram dimensionados de acordo com as recomendações da NBR 9.649/1986, enquanto que para o dimensionamento dos emissários, que transportam o esgoto tratado até os corpos receptores, foram adotadas as recomendações da NBR 12.207/1992.

Para este projeto determinou-se como 0,90 m o recobrimento mínimo dos interceptores e emissários, visando à proteção mecânica dos condutos e evitando assim, futuros problemas. Por outro lado, evitam-se grandes profundidades, que seria economicamente inviável principalmente em termos de escavação. Para a profundidade máxima das valas, procurou-se limitar como sendo 6,0 m.

10.4 CÁLCULOS DAS REDES DE COLETA DE ESGOTO

A rede coletora pública de esgoto da rua Don Daniel Hotin no município de Celso Ramos foi dimensionada com base na NBR 9.649/86, que fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto hidráulico-sanitário de redes coletoras de esgoto (funcionando em lâmina livre).

Para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto da bacia de esgotamento do município, adotou-se o software PRO-Sane, que se constitui em um aplicativo para o projeto e dimensionamento de redes coletoras de esgotos sanitários baseado na norma brasileira NBR 9.649/86, no qual é utilizado em conjunto com o software gráfico AutoCAD.

10.4.1 Fundamentos do Processo de Cálculo da Rede Coletora de Esgoto

Uma rede coletora de esgoto é um conjunto complexo de condutos interligados entre si nos nós da rede, cobrindo as ruas da localidade a que serve, podendo ser uma canalização única por rua (as chamadas redes simples) ou mais de uma por rua (rede dupla, uma em cada calçada),



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

onde em cada nó, ou ponto de singularidade é projetado um órgão acessório, como um poço de visita ou um poço de limpeza nas cabeceiras (início da rede).

Com base no comprimento total da rede, a população a ser esgotada em início e fim de plano (saturação) e os parâmetros de consumo de água, como per capita, coeficiente diário K1 e horário K2, o coeficiente de retorno e de infiltração, determina-se a vazão de coleta linear, em l/s.m, assumida uniforme ao longo de cada trecho. As vazões calculadas nos trechos propagam-se das cabeceiras para as pontas, até atingir seu maior valor no trecho mais próximo ao ponto final da rede.

Desta forma, com as vazões de início e fim de plano para cada trecho calcula-se o diâmetro, a declividade e os demais parâmetros de escoamento.

Vale ressaltar, que o esgoto sanitário, além das substâncias orgânicas e minerais dissolvidos, leva também substâncias coloidais e sólidas de maior dimensão, em mistura que pode formar depósitos nas paredes e no fundo dos condutos, o que não é conveniente para o seu funcionamento hidráulico.

Assim, no dimensionamento hidráulico devem-se prover condições satisfatórias de fluxo que, simultaneamente, devem atender aos seguintes quesitos:

- Transportar as vazões esperadas, máximas (caso das vazões de fim de plano Q_f), e mínimas (que são as de início de plano Q_i);
- Promover o arraste de sedimentos, garantindo a autolimpeza dos condutos (A NBR 9.649/86 recomenda o valor mínimo da tensão trativa (σ) igual 1,0 Pa);
- Evitar as condições que favorecem a formação de sulfetos HS⁻ e a formação e desprendimento de gás sulfídrico.

Desta forma, o dimensionamento hidráulico consiste em determinar o diâmetro e a declividade longitudinal do conduto, tais que satisfaçam essas condições.

Destaca-se que outras condições que comparecem no dimensionamento hidráulico decorrem de vazões instantâneas devidas as descargas de bacias sanitárias, muitas vezes simultâneas, são elas:

- Máxima altura de lâmina d'água para garantia do escoamento livre, fixada pela NBR 9.649/86 em 75% do diâmetro, para redes coletoras;
- Mínima vazão a considerar nos cálculos hidráulicos, fixada em 1,5 l/s.

A NBR 9.649/86, admite o diâmetro de 100mm (DN 100) como mínimo a ser utilizado em redes coletoras de esgoto sanitário, entretanto por segurança será adotado o diâmetro mínimo igual a 150mm (DN 150).



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Para o cálculo do diâmetro adotou-se a equação de Manning com $n=0,013$, a fim de satisfazer a máxima vazão esperada (Q_f) que atende o limite de $y=0,75$ (d_o =Diâmetro interno). A expressão para se determinar esse diâmetro é a seguinte:

$$d_o = 0,0463 \cdot Q_f^{3/8} / I_o^{1/2}$$

Onde:

d_o = Diâmetro (m)

Q_f = Máxima vazão esperada

I_o = Declividade Adotada (m/m)

Já a determinação da declividade está vinculada a dois conceitos: a autolimpeza e a economicidade do investimento, direta e fortemente ligada às profundidades de assentamento dos condutos. Esses conceitos definem duas declividades:

- A declividade mínima: que deve garantir o deslocamento e o transporte dos sedimentos usualmente encontrados no fluxo do esgoto, provendo a auto limpeza dos condutos, em condições de vazões máximas de um dia qualquer, no início do plano (Q_i);
- A declividade econômica: que deve evitar o aprofundamento desnecessário dos coletores, fixando a profundidade mínima admitida no projeto, na extremidade de jusante do trecho considerado; a profundidade da extremidade de montante já é pré-determinada pelas suas condições específicas, ou seja, pode ser um início de coletor e, portanto, tem profundidade mínima, ou sua profundidade já estaria fixada pelos trechos afluentes já calculados.

Do confronto entre ambas as declividades, adota-se a maior delas.

No que diz respeito à autolimpeza dos condutos, a NBR 9.649/86 adota o critério da tensão trativa, na qual é definida como a força tangencial unitária aplicada às paredes do coletor pelo líquido em escoamento, conforme equação demonstrada a seguir:

$$\sigma = y \cdot R_H \cdot I_o$$

Onde:

σ = Tensão Trativa (Pa);

y = Peso específico (N/m^3 - água a 20 °C);

R_H = Raio Hidráulico;

I_o = Declividade Adotada (m/m)



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Conforme recomendações da NBR 9.649/86 foi adotado o valor mínimo para a tensão trativa (σ) igual a 1,0 Pa, adequado para garantir o arraste de partículas de até 1,0 mm. Foi adotado o valor para o coeficiente de Manning igual a 0,013, independente do material do tubo, em razão das múltiplas singularidades ocorrentes na rede coletora.

Dessa forma, a fim de garantir uma declividade mínima que satisfaça essa condição, foi adotado, de acordo com Tsutiya (1999) a expressão aproximada, com o coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:

$$I_{\min} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde:

I_{\min} = Declividade mínima m/m;

Q_i = Vazão inicial em l/s.

A NBR 9.649/86 mantém ainda a prescrição de uma declividade máxima admissível para a qual se tenha a velocidade final $V_f=5,0$ m/s, a qual pode ser calculada pela expressão aproximada, com coeficiente de Manning $n=0,0013$, a seguir:

$$I_{\max} = 4,65 \cdot Q_f^{-0,67}$$

I_{\max} = Declividade máxima m/m;

Q_f = Vazão final em l/s.

Segundo TSUTYA (1999), no caso de escoamento de esgoto, o conhecimento da mistura água-ar é de grande importância, principalmente quando a tubulação é projetada com grande declividade, pois nessa condição, o grau de entrada de bolhas de ar no escoamento poderá ser bastante elevado, ocasionando o aumento da altura da lâmina d'água.

Dessa forma, a fim de verificar se a tubulação projetada ainda continua funcionando como um conduto livre adotou-se as recomendações da NBR 9.649/86, na qual prescreve que: “quando a velocidade final V_f é superior a velocidade crítica V_c , a maior lâmina admissível deve ser de 50% do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho.

“A velocidade crítica é definida por”:

$$V_c = 6 \cdot g \cdot R_H^{1/2}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade (m^2/s)

R_H = Raio Hidráulico



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

Para o controle de remanso nas saídas dos PV's e TIL's, onde há aumento do diâmetro da tubulação, isto é, o diâmetro do coletor jusante é maior que o de montante, coincidiu-se a geratriz superior dos tubos. Para os PV's que possuem mais de um coletor afluente, o nível de água de jusante coincidiu com o nível de água mais baixo dentre aqueles de montante.

10.4.2 Cálculo das Vazões Totais

Segundo TSUTIYA (1999), para o dimensionamento da rede coletora pública de esgoto, são necessárias as vazões máximas de final de plano, que define a capacidade que deve atender o coletor, e a vazão máxima horária de um dia qualquer (não inclui K1, porque não se refere ao dia de maior contribuição) do início do plano, que é utilizado para se verificar as condições de autolimpeza do coletor, que deve ocorrer pelo menos uma vez ao dia.

Conforme a NBR 9.649 as vazões nas redes de esgoto podem ser dimensionadas por meio dos seguintes critérios:

- Inexistindo medições de vazão utilizáveis de projeto;
- Existindo hidrogramas utilizáveis no projeto.

Sendo assim, na inexistência de dados locais oriundos de pesquisas com a medição das vazões utilizáveis de projeto, adotou-se o método tradicional para a determinação das vazões na rede de esgoto, onde segundo TSUTIYA (1999), vem sendo adotado para determinar vazões, na grande maioria dos projetos, pela sua simplicidade e, principalmente, pela deficiência de dados que permitam a determinação por outros processos.

Neste método o dimensionamento da rede coletora de esgotos deveram ser consideradas as seguintes vazões:

- Para o início de plano: $Q_i = K_2 \cdot Q_{d.i} + Q_{inf.i} + \sum Q_{ci}$ (não inclui K1, pois não se refere especificamente ao dia de maior contribuição);
- Para o final de plano: $Q_f = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{d.f} + Q_{inf.f} + \sum Q_{cf}$ (com $Q_{d.f}$ igual a vazão média de saturação).

Onde:

Q_i ; Q_f = Vazão máxima inicial e final l/s;

K_1 = Coeficiente de máxima vazão diária;

K_2 = Coeficiente de máxima vazão horária;

$Q_{d.i}$; $Q_{d.f}$ = Vazão média inicial e final de esgoto doméstico, l/s;

$Q_{inf.i}$; $Q_{inf.f}$ = Vazão de infiltração inicial, l/s;

Q_{ci} ; Q_{cf} = Vazão concentrada ou singular inicial e final l/s

A contribuição singular ou vazão concentradas são provenientes de indústrias, hospitais, escolas, edifícios, etc.



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

A contribuição de esgoto doméstico (Q_d) é aquela parcela vinculada à população servida, cuja contribuição média inicial de esgoto doméstico ($Q_{d,i}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,i} = C \cdot P_i \cdot Q_i / 86400$$

E a vazão média final de esgoto doméstico ($Q_{d,f}$) pode ser calculada pela expressão a seguir:

$$Q_{d,f} = C \cdot P_f \cdot Q_f / 86400$$

Onde:

C = Coeficiente de Retorno

$P_i; P_f$ = População Inicial e Final, Hab.

$Q_i; Q_f$ = Consumo de água efetivo per capita inicial e final, l/hab.dia.

10.5 PROCEDIMENTO PARA DIMENSIONAMENTO DO CONDUTO

O dimensionamento de um trecho de coletor consiste em se determinar os valores do diâmetro e da declividade a partir das vazões Q_i e Q_f calculadas, conforme demonstrado anteriormente. A seguir é demonstrada a sequência de cálculos adotada pelo PRO-Saneamento para o dimensionamento da rede coletora de esgoto das bacias de esgotamento.

- Geometricamente calcula-se a declividade econômica (l_0 , ec) que traduz o menor volume de escavação, fazendo com que a profundidade do coletor jusante seja igual à profundidade mínima (H_{min}) adotada. A profundidade do coletor já é predeterminada em razão das condições de montante (início de coletor ou profundidade de jusante de trecho anterior);
- Calcula-se a declividade mínima (l_0_{min}) com $\sigma=1,0$ Pa para Q_i ;
- Das duas (l_{oc} e l_0_{min}), adota-se a de maior valor e tem-se l_0 ;
- com l_0 e Q_f calcula-se o diâmetro (do) utilizando-se a equação derivada da equação de Manning com $n=0,013$ e $y/do=0,75$ (enchimento máximo da seção transversal do coletor). O diâmetro adotado é ajustado para o diâmetro comercial (DN) mais próximo.

Será considerada uma taxa de infiltração linear uniforme para o início e final de plano no valor de 0,0001 l/s.m de rede de esgoto.

Destaca-se, que se optou pela implantação de redes coletoras simples, conforme traçado de rede apresentado nas plantas, a locação da rede coletora se deu no eixo do leito carroçável, e os coletores a montante das travessias.

Por fim realizou-se a verificação final, determinando as lâminas líquidas iniciais e finais (y/do), as velocidades inicial e final (V_i e V_f), à tensão trativa (σ) para as condições iniciais (RH_i) e a velocidade crítica (V_c) para o final de plano (utilizando RH_f).



Associação dos Municípios Planalto Sul de Santa Catarina

A planilha de cálculos com o dimensionamento das redes coletoras de esgoto da bacia de esgotamento encontra-se em anexo, estando de acordo com o traçado dos respectivos desenhos.

11 DA LIMPEZA GERAL E VERIFICAÇÃO DA OBRA:

- A obra deverá ser entregue completamente limpa.
- Deverão remover-se todos os detritos e salpicos de argamassa endurecida em toda a extensão do trecho da obra.
- Será precedida cuidadosa verificação por parte da fiscalização, das perfeitas condições de funcionamento e segurança de toda a obra.

12 DO TERMO DE RECEBIMENTO DA OBRA:

Dar-se-à a obra como concluída, quando a fiscalização, por intermédio de vistoria técnica, observar que o funcionamento da pavimentação estiver dentro das prescrições constantes do presente memorial e dentro das normas técnicas de execução de serviços desta natureza; além disso, a empreiteira, responsável pelos serviços apresentar o certificado de quitação do INSS.

Juliana Áisi Breger Cenci
Eng. Civil
CREA/SC 58.714-5

Rodrigo da Silva
Eng. Ambiental
CREA/SC 103.407-0