

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA**

**ESTIMATIVA DA INFILTRAÇÃO E DO AFLUXO DEVIDOS À  
PRECIPITAÇÃO NA REDE DE ESGOTO SANITÁRIO EM  
MUNICÍPIO DE PEQUENO PORTE**

**APARECIDO VANDERLEI FESTI**

**São Carlos**

**2006**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA**

**ESTIMATIVA DA INFILTRAÇÃO E DO AFLUXO DEVIDOS À  
PRECIPITAÇÃO NA REDE DE ESGOTO SANITÁRIO EM  
MUNICÍPIO DE PEQUENO PORTE**

**APARECIDO VANDERLEI FESTI**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana – PPG-EU da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Área de Concentração: Engenharia Urbana

---

Orientador  
Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa

**São Carlos**  
**2006**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

F418ei

Festi, Aparecido Vanderlei.

Estimativa da infiltração e do afluxo devidos à precipitação na rede de esgoto sanitário em município de pequeno porte / Aparecido Vanderlei Festi. -- São Carlos : UFSCar, 2006.

97 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2006.

1. Esgoto sanitário. 2. Drenagem urbana. 3. Sobrecarga. 4. Taxa de infiltração. I. Título.

CDD: 628.21 (20ª)

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA**

**ESTIMATIVA DA INFILTRAÇÃO E DO AFLUXO DEVIDOS À  
PRECIPITAÇÃO NA REDE DE ESGOTO SANITÁRIO EM  
MUNICÍPIO DE PEQUENO PORTE**

Tese aprovada em 28 de Fevereiro de 2006 para obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Área de Concentração: Engenharia Urbana

**BANCA EXAMINADORA**

---

PROF. DR. ADEMIR PACELI BARBASSA

---

PROF. DR. BERNARDO ARANTES DO NASCIMENTO TEIXEIRA

---

PROF. DR. ANDRÉ LUIZ DE LIMA REDA

A minha esposa  
Pelo estímulo,  
Carinho e compreensão.

Aos meus filhos  
Pelo apoio,  
Incentivo e carinho.

## AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de São Carlos e ao Departamento de Engenharia Civil pela oportunidade de realizar este curso.

Ao PPG-EU – Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana, onde, na vivência diária com professores, funcionários e colegas pós-graduando, encontrei compreensão, estímulo e cooperação.

Ao Prof. Dr. Ademir Paceli Barbassa, amigo e orientador, pela oportunidade e dedicação no desenvolvimento deste trabalho, em especial aos ensinamentos que dele recebi.

Ao então prefeito no ano de 2004 da cidade de Borborema, Sr. José Carlos Biasotto, pelo apoio e incentivo da pesquisa científica.

Ao atual prefeito da cidade de Borborema, Sr. Jorge Feres Junior, que apoiou e incentivou a continuidade desta pesquisa científica não medindo esforços e apoio a este trabalho.

Ao engenheiro Romão Mateus Neto, secretário de obras do município de Borborema, que desde o início incentivou, apoiou e colaborou com este trabalho.

Aos demais funcionários da administração municipal de Borborema que colaboraram e apoiaram este trabalho.

Ao amigo e incentivador Antonio Moacir Nogueira, a quem devo o primeiro incentivo no desenvolvimento desta pesquisa.

Aos colegas Antonio Pagnossi, Luciana Massukato, Patrícia Orfilia, Marly, Erivelton, Leonardo, que muito ajudaram nos trabalhos de pesquisa.

Ao amigo Richard Ghussn, pela inestimável ajuda nos trabalhos de campo.

Ao amigo Edson Marcondes pela inestimável ajuda na revisão ortográfica.

Ao engenheiro Hamilton Cassola pelo empenho, dedicação no fornecimento dos equipamentos de medição de esgoto sanitário.

A minha esposa e companheira Sueli T. Colturato Festi, pelo incentivo, ajuda e pelo seu companheirismo e amor durante todo o período desta pesquisa, tanto nos momentos tranquilos como nos mais conturbados.

A meus filhos Tatiana, Ricardo e Luciana, pelo apoio e incentivo desde o início.

*A água e o vento não escolhem hora, local, classe social  
ou duração para acariciar com sua beleza nosso ego.*



## RESUMO

O objetivo precípua desta pesquisa foi identificar e estimar a infiltração e o afluxo devidos da precipitação (IADP) na rede de esgoto sanitário em município de pequeno porte e efetuar uma análise da sua influência no sistema de esgotamento sanitário. Este trabalho foi realizado através da medição em campo de vazão e volume de esgoto sanitário a montante da EEE – Estação Elevatória de Esgoto, simultaneamente com a coleta e medição da chuva precipitada na correspondente área urbanizada da bacia hidrográfica da cidade de Borborema/SP. As metodologias empregadas foram divididas nas seguintes fases: escolha e caracterização do local da pesquisa; coleta de dados de vazão e volume dos efluentes de esgotos sanitários e coleta de dados de precipitação de chuva no local do estudo; seleção e caracterização dos dados coletados; aplicação das metodologias e modelagens existentes possíveis de aplicar em função dos dados disponíveis, para a obtenção da taxa de infiltração das águas subterrâneas e da sobrecarga na rede de esgoto sanitário. Quantificou-se o IADP volumétrica e percentualmente. Calculou-se também a taxa unitária constante (TUC), sob diferentes formatos. Os resultados desta pesquisa permitiram a obtenção de equações matemáticas para avaliação da IADP e da TUC do sistema de esgoto da cidade de Borborema que possivelmente poderão ser aplicadas em áreas urbanizadas de outras cidades do mesmo porte. Estimou-se que a IADP pode gerar volumes 2,5 vezes maiores que o volume de esgotos em tempo seco, bem como taxas de infiltração na rede coletora próximas àquelas adotadas para cálculo da rede.

O trabalho possibilitou avaliar quão complexos são a infiltração e o afluxo de águas de chuva na rede de esgoto sanitário. Os métodos empregados, tanto de coleta quanto de modelagem, foram muito simples e podem ser aplicados em outras cidades com certa facilidade.

Palavras-chave: Sobrecarga, infiltração e afluxo devidos à precipitação; taxa de infiltração; sistema de esgoto; esgoto sanitário; drenagem urbana; medição de esgoto.

## ABSTRACT

The main purpose of this work was to identify and to estimate the rainfall derived infiltration and inflow (IADP) into the sewer in a small city and to do an analysis of their influence on this collection system. This work was composed by field measurements on the sewage flowrate output and volume arriving to the Sewage Pumping Plant Station, simultaneously to the collection and measurement of rainfall on the corresponding same urban watershed area of the Borborema, in São Paulo State.

The existing methodologies were divided in the follow steps: choosing and characterization of the working field; data collection of the sewage volume and flowrate; collection of the rainfall data; choosing and characterization of the data collected; employment of existing models and methodologies useful to the present available data, in order to derive the underground water infiltration rate and the overflow occurring in the sewage collection network.

The volumetric and percentile IADP were quantified. The constant unitary rate (TUC) was also estimated, by several ways. The results allowed obtaining mathematical formulations to derive the IADP and TUC of the Borborema's sewage network. Such mathematical formulations are suitable to be applied in urban areas of cities of a similar to that of Borborema.

It was estimated that the IADP can generate flowrates 2,5 times greater than the sewage flows in dry weather and infiltration rates in the sewage network similar to those adopted for system design.

The work allowed to estimate how complex are the infiltration and inflow of stormwater in the sewer network. The methodologies applied were quite simple and may be easily applied in other cities

Keywords: infiltration and inflow due to rainfall; infiltration rate; sewer network; sanitary sewer overflow; urban drainage; sewage measurement.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Ciclo hidrológico	5
Figura 2.2	Hidrograma do método racional	9
Figura 2.3	Fluxograma da seqüência de cálculo de vazões pelo método racional	10
Figura 2.4	Representação gráfica do tempo de concentração	13
Figura 2.5	Hidrograma tipo	15
Figura 2.6	Hidrograma sintético triangular	17
Figura 2.7	Ligação domiciliar de esgoto – sistema separador absoluto	20
Figura 2.8	Ilustração da lâmina máxima na rede coletora de esgoto	21
Figura 2.9	Ligação clandestina de águas pluviais na rede de esgoto sanitário	22
Figura 2.10	Identificação de infiltração e influxo	31
Figura 2.11	Componentes do sistema de esgotos combinados	35
Figura 2.12	Rede de esgoto separadora	36
Figura 2.13	Hidrograma da vazão total de esgotos sanitários observados	40
Figura 2.14	Hidrograma IADP e respectivo hietograma	40
Figura 3.1	Localização da cidade de Borborema	46
Figura 3.2	Mapa da cidade de Borborema	48
Figura 3.3	Pluviógrafo e pluviômetro instalado em Borborema	49
Figura 3.4	Vista panorâmica da EEE	51
Figura 3.5	Planta e perfil da EEE	52
Figura 3.6	Sensor de nível ultra-sônico	54
Figura 3.7	Esquema de instalação do medidor de vazão ultra-sônico	54
Figura 3.8	Régua graduada para monitoramento da vazão da calha Parshall	55
Figura 3.9	Relação lâmina x vazão afluyente escoada na cidade de Borborema	57
Figura 4.1	Hietograma das precipitações diárias obtidas no pluviógrafo em Borborema	63
Figura 4.2	Hietograma mensal de eventos de chuva do pluviógrafo em Borborema	65
Figura 4.3	Hietograma de esgoto sanitário no período de tempo seco da cidade de Borborema/SP	67
Figura 4.4A	IADP em volume em relação à altura pluviométrica	70

Figura 4.4B	IADP em percentual em relação à altura pluviométrica	70
Figura 4.5	Hietograma de esgoto do período de tempo seco	73
Figura 4.6	Hidrograma de esgoto sanitário na cidade de Borborema/SP – dia seco	74
Figura 4.7	Hidrograma de esgoto sanitário na cidade de Borborema/SP – dia úmido	75
Figura 4.8	Hidrograma de esgoto sanitário na cidade de Borborema/SP – dia seco x dia úmido	75
Figura 4.9	Variação do coeficiente $C_{IADP}$	79
Figura 4.10	Variação da TUC em função do comprimento do coletor tronco	83
Figura 5.1	Equipamento para teste de fumaça	88
Figura 5.2	Identificação da ligação clandestina de esgoto	88

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1	Períodos de retorno usuais	11
Tabela 2.2	Quadro comparativo dos sistemas unitário e separador absoluto	22
Tabela 2.3	Quadro comparativo das contribuições de águas pluviais na rede de esgoto	34
Tabela 3.1	Consumo mensal de água no município de Borborema – ano 2005	47
Tabela 3.2	Tabela de coleta de eventos de chuva – outubro/2005 a fevereiro/2006	50
Tabela 3.3	Coleta de dados para aferição da calha Parshall	56
Tabela 3.4	Classificação dos eventos de chuva	61
Tabela 4.1	Identificação dos eventos de chuva nos meses de novembro/2005 a fevereiro/2006	65
Tabela 4.2	Cálculo do IADP – volume e percentual – para eventos de chuva	69
Tabela 4.3	Resultados da variação do $V_{IADP}$ e da sobrecarga obtida por diversos autores	71
Tabela 4.4	Determinação das variáveis do IADP e da TUC	80

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AIDIS – Asociación Internacional de Interamericana de Ingeniería Sanitaria Y Ambiental
- DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio
- DQO – Demanda Química de Oxigênio
- EEA – Estação Elevatória de Água
- EEE – Estação Elevatória de Esgoto
- ETA – Estação de Tratamento de Água
- ETE – Estação de Tratamento de Esgoto
- HU – Hidrograma Unitário
- IADP – Infiltração e Afluxo Devida à Precipitação
- IAS – Infiltração de Águas Subterrâneas
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
- MBC – Manilha de Barro Cerâmico
- MQO – Mínimos Quadrados Ordinários
- NBR – Norma Técnica Brasileira
- PL – Progressão Linear
- QMPS – Vazão Máxima em Período Seco
- TUC – Taxa Unitária Constante

## SUMÁRIO

1. - Introdução	1
2. – Revisão bibliográfica	4
2.1 – Ciclo hidrológico	4
2.2 – Sistema de abastecimento de água	5
2.3 – Sistema de drenagem urbana	7
2.3.1 – Método Racional	8
2.3.2 – Tempo de recorrência para obras de drenagem urbana	11
2.3.3 – Tempo de concentração	12
2.3.4 – Coeficiente de escoamento superficial	13
2.3.5 – Hidrograma unitário	13
2.4 – Tipos de sistemas de esgotos sanitário no Brasil	19
2.5 – Sistema de esgoto sanitário	23
2.5.1 – Parâmetros de projetos da rede de esgoto sanitário	26
2.5.2 – Infiltração de água pluvial na rede de esgoto sanitário	28
2.6 – Sobrecarga na rede de esgoto sanitário devida à precipitação	29
2.7 – Definição dos componentes do hidrograma de esgotos sanitários	38
2.8 – Considerações finais	41
3. – Metodologia	44
3.1 – Características do local de estudos	44
3.1.1. – Sistema de água e esgoto de Borborema	46
3.2 – Coleta de dados de chuva	49
3.3 – Coleta de dados de esgoto sanitário	50
3.3.1 – Aferição da calha Parshall	54
3.3.2 – Aferição do sistema de bombeamento	57
3.3.3 – Estimativa do volume da IADP ou sobrecarga na rede de esgoto	57
3.4 – Estimativa da vazão de projeto	58
3.5 – Identificação do período de tempo seco	58
3.6 – Estimativa volumétrica da IADP ou da sobrecarga na rede de esgoto	59
3.7 – Determinação da taxa de infiltração segundo Metcalf & Eddy (1991)	60
3.8 – Relação sobrecarga ou IADP em volume com a altura precipitada	62
3.9 – Taxa unitária constante – TUC	62

4. – Análises dos resultados e discussão	63
4.1 – Vazão de projeto de esgoto sanitário	63
4.2 – Análise de dados de chuva	64
4.3 – Classificação dos eventos de chuva	65
4.4 – Volume diário de esgoto sanitário em período de tempo seco	66
4.5 – Determinação do índice IADP na rede de esgoto sanitário	68
4.6 – Vazão de infiltração segundo Metcalf & Eddy (1991)	72
4.7 – Método da taxa unitária constante – TUC	77
4.8 – Comentários e análise dos demais resultados apresentados na tabela 4.4	81
5. – Conclusão e recomendações	84
5.1 – Conclusão	84
5.2 – Recomendações	86
7. Bibliografia	90
7.1 – Bibliografia referenciada	90
7.2 – Bibliografia consultada	94
Anexo I	95



## 1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

A Organização Mundial da Saúde define saneamento como sendo o controle de todos os fatores do meio físico do ser humano que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre seu bem estar físico, mental ou social. Pode-se perceber que esta definição trata do controle dos agentes gerados pelo próprio ser humano e que podem causar impactos diretos ao meio ambiente como um todo, não apenas ao meio antrópico.

O saneamento engloba sistemas constituídos de uma estrutura física (obras e equipamentos) e um conjunto de procedimentos operacionais, educacionais, legais e institucionais. Segundo Barros et al. (1995), estes sistemas abrangem basicamente:

- O abastecimento de água, desde o tratamento até o consumidor final;
- A coleta de águas pluviais e o controle de inundações;
- O esgotamento sanitário: coleta, tratamento e disposição final;
- A coleta, tratamento e destinação final dos resíduos sólidos gerados pelos diversos setores da cidade.

A presente dissertação aborda apenas as questões relacionadas ao esgotamento sanitário e águas pluviais com ênfase nas interferências entre os sistemas de esgotamento sanitário e drenagem e destacando o estudo do fluxo e influxo das águas de chuva na rede de esgoto sanitário.

Segundo os dados da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico realizada pelo IBGE em 2000, a situação do saneamento básico no Brasil melhorou em relação ao levantamento realizado em 1989. O número de municípios atendidos por sistemas de coleta e transporte de esgoto aumentou e atualmente é de 60% do total. Entretanto, este levantamento é meramente quantitativo, pois não identifica a extensão de redes coletoras de esgoto existentes em cada distrito ou município nem qual a parcela da população atendida pelo sistema de esgoto sanitário.

A pesquisa identifica somente se o distrito ou o município possui ou não rede de esgoto sanitário, impossibilitando uma visão real da situação atual. Isso mostra em parte que a questão do saneamento básico ainda está longe de ser considerada satisfatória.

Além disso, problemas de ordem administrativa agravam a situação: a inexistência de cadastros técnicos dos sistemas e o gerenciamento e a fiscalização falhos são alguns destes problemas, dentre outros.

No dimensionamento do sistema de esgoto sanitário, a carga de contribuição dos efluentes do sistema é determinada em função da população da bacia de contribuição e da vazão de infiltração lenta ao longo das redes coletoras. Quando do dimensionamento dos coletores tronco, dos emissários, das estações elevatórias de esgoto e das estações de tratamento de esgoto, a contribuição das águas pluviais deve também ser considerada (Além Sobrinho e Tsutiya, 1999).

Se na elaboração dos projetos e no dimensionamento de sistema de esgotamento sanitário não for considerada adequadamente a contribuição das águas pluviais parasitárias, poderá ocorrer sobrecarga no sistema, comprometendo todo seu funcionamento. Se superestimada, sem a aplicação de um índice confiável, poderá ocorrer um superdimensionamento do sistema, comprometendo seu funcionamento desde a rede de coleta de esgoto, passando pelos coletores troncos, nas estações elevatórias de esgoto e até a estação de tratamento de esgoto, onerando os investimentos financeiros na implantação, operação e manutenção do sistema. A falta de um índice confiável para a estimativa da contribuição das águas de chuva contribui para o agravamento dessa situação.

A sobrecarga da rede de esgoto pode ocorrer nas seguintes situações:

- Infiltração excessiva das águas freáticas;
- Enchente ocorrida nos córregos e nos rios existente ao longo das redes coletoras;
- Descargas de águas estranhas e não previstas, que podem ser as águas de limpeza de piscinas, águas industriais e lavagem de carros em postos de gasolina;
- Entrada direta de águas de chuva nos poços de visita ou nas trincas das redes coletoras;
- Descargas das águas de chuvas diretamente na rede domiciliar de esgoto captada nos telhados e nos quintais, etc.

A dissertação apresenta-se inicialmente analisando-se a bibliografia nacional e estrangeira que abordaram este mesmo assunto; em um segundo momento, escolhe um local para a obtenção dos dados de medição de esgoto e da altura pluviométrica precipitada simultaneamente para os dois tipos de eventos, chuva e esgoto. Na cidade de Borborema encontrou-se apoio para a realização desta pesquisa. Para a obtenção dos dados de chuva e esgoto foi necessária a instalação de equipamentos específicos de medição da vazão de esgoto e pluviometria.

Obtidos os dados de chuva e esgoto, estes foram selecionados e classificados de acordo com a metodologia proposta por Metcalf & Eddy (1991) e, finalmente, foram determinadas modelagens matemáticas para a obtenção da sobrecarga na rede de esgoto sanitário e da taxa de infiltração lenta na rede de esgoto sanitário.

Objetiva-se com este trabalho a avaliação da sobrecarga na rede de esgotos sanitários de uma cidade de pequeno porte causada pela infiltração e ao afluxo devido à precipitação na rede de esgoto sanitário.

## **2. - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.**

Neste capítulo pretende-se analisar as referências bibliográficas que balizam, juntamente com a coleta em campo, a realização desta dissertação. Primeiramente, introduz-se a necessidade da análise das interferências do sistema água de abastecimento-drenagem pluvial-esgoto sanitário, para que seja viabilizado o funcionamento do sistema de saneamento.

O item 2.3 enfoca o sistema de drenagem urbana, dando-se ênfase às questões do tempo de recorrência para dimensionamento de tal sistema, da definição de coeficiente de escoamento superficial, pois este coeficiente pode interferir diretamente na quantidade de águas pluviais infiltradas no solo, e da pertinência da adoção do método racional, bem como a apresentação do método do hidrograma unitário.

Depois, no item 2.4, define-se e entende-se o significado múltiplo de sistemas de esgoto sanitário, discorrendo-se brevemente sobre seu histórico e implicações na atual sociedade brasileira, bem como a respeito dos processos de infiltração e sobrecarga na rede de esgoto. Naquele item serão tecidas observações que versam sobre metodologias e objetivos adotados por autores tais como Reda e Tsutiya, juntamente com Metcalf & Eddy, que propõem uma metodologia análoga à adotada nesta pesquisa.

### **2.1 – Ciclo hidrológico**

O comportamento da água na natureza é estudado através do ciclo hidrológico (Figura 2. 1). Neste estudo identifica-se a água em seus estados líquido, sólido e gasoso, através da precipitação das chuvas, da ação dos ventos, da evaporação e da interceptação pelos vegetais e edificações.

Nesse ciclo estão implicados quatro principais fenômenos. O primeiro é a evaporação e ocorre quando a chuva (ou a neve) é interceptada pelos vegetais ou quando atinge a superfície do solo seco; além disto, no trajeto em direção à superfície terrestre já ocorre o fenômeno de evaporação durante a própria precipitação.

A chuva precipitada que não é interceptada pelos vegetais atinge o solo. Assim, parte desta chuva evapora, outra parte infiltra-se no solo e o restante escoar diretamente pela superfície. A parcela de chuva infiltrada no subsolo pode atingir as canalizações de esgoto sanitário causando infiltração lenta nas mesmas, sendo que outra parcela desta chuva infiltrada encaminha-se pelo subsolo para a recarga do lençol freático e dos aquíferos. Já a água de chuva que atinge a superfície do solo e não se infiltra desencadeia o processo do escoamento superficial direto e parte desta água pode atingir as redes coletoras de esgoto, através dos poços de visita e das ligações diretas das redes das águas pluviais dos telhados e dos quintais dos lotes.

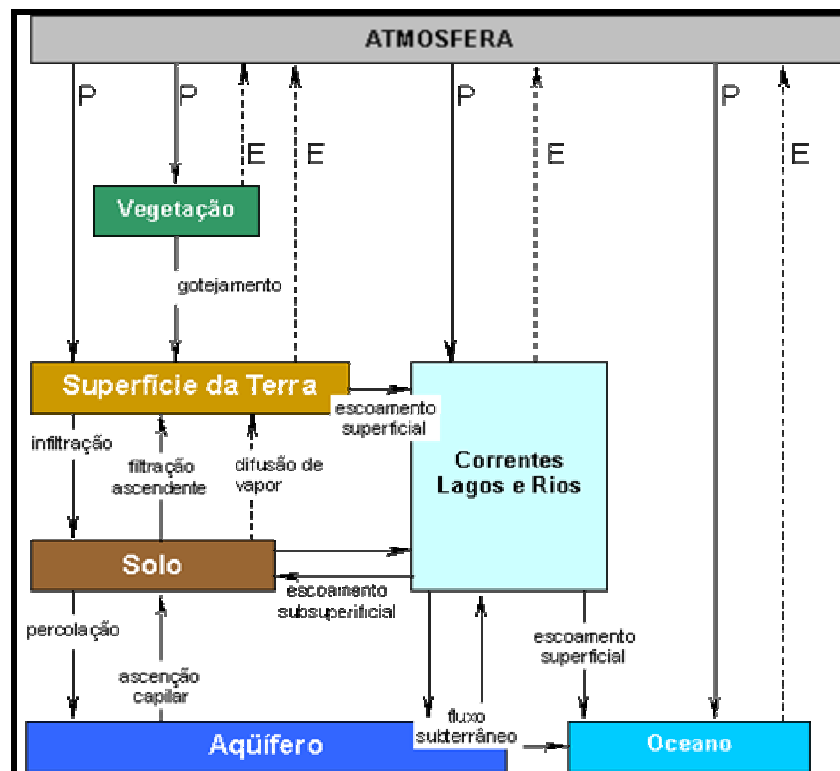


Figura 2. 1 – Ciclo hidrológico. (adaptado de Eagleson (1970) apud Villela (1979))

## 2.2. - Sistema de abastecimento de água

O sistema de abastecimento de água pode ser definido como um conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável para diversos usos a uma comunidade, incluindo o consumo doméstico (Azevedo Netto, 1998).

Desde a captação até a distribuição efetiva para a população, a água passa por diversas unidades e processos. Em geral, todas as unidades do sistema apresentam problemas, que vão desde perdas de água (devido à pressão excessiva nas redes ou má execução dos serviços durante a construção das redes), até a total falta de cadastros das redes de água existentes.

Vale ressaltar que na concepção do sistema de abastecimento de água devem ser considerados os fatores sociais e econômicos, além dos fatores técnicos. A garantia de um sistema capaz de atender a comunidade em todas as suas necessidades só está assegurada quando as questões de ordem econômica também são atendidas. Por fim, e não menos importante, é de se desejar que seja levada em conta a sustentabilidade do sistema, independente de ser um sistema total ou parcialmente destinado a atender as classes média e alta da sociedade.

Um sistema de abastecimento de água potável compreende as seguintes partes principais:-

- A. Captação de água bruta
- B. Estação elevatória de água – EEA
- C. Recalque de água bruta
- D. Estação de tratamento de água – ETA
- E. Recalque de água limpa
- F. Reservatórios
- G. Adutora
- H. Rede de distribuição
- I. Ramais domiciliares

As redes de distribuição de água e as redes de recalque são geralmente construídas em tubos de Ferro Fundido, tubos de PVC/D<sup>e</sup>F<sup>o</sup>F<sup>o</sup> ou tubos de PVC/PBA, com junta elástica, ponta e bolsa. Nas regiões mais antigas das cidades, as redes foram construídas em tubos de cimento amianto, aço galvanizado ou ferro fundido.

As vazões de projeto ou final de plano ( $Q_{fp}$ ) são determinadas em função da população total a ser abastecida, do consumo “*per capita*” e dos coeficientes de ajuste da hora de maior demanda e do dia de maior consumo, conforme a expressão (Azevedo Netto, 1998):

$$Q = \frac{p * q * k_1 * k_2}{86400}$$

Onde:  $p$  = população abastecida;  $q$  = consumo per capita;  $K_1$  = coeficiente do dia de maior consumo;  $K_2$  = coeficiente da hora de maior consumo. Para Azevedo Netto (1998),  $K_1$  é a relação entre o valor do consumo máximo diário ocorrido em um ano e o consumo médio diário relativo a este ano e  $K_2$  é a relação entre a maior vazão horária e a vazão média do dia de maior consumo.

### 2.3. - Sistema de drenagem urbana

No projeto de um sistema de drenagem urbana, onde são aplicados conceitos e formulações matemáticas de hidrologia e de hidráulica, todos os parâmetros adotados no desenvolvimento do projeto deverão ser escolhidos e selecionados com critério, seguindo as recomendações técnicas e as particularidades locais.

Azevedo Netto (1998) descreve dois processos acerca das soluções de engenharia de drenagem urbana, sendo eles “a micro drenagem, que se inicia nas edificações e seus coletores pluviais, prossegue no escoamento das sarjetas e entra nos bueiros e galerias”, e “a macro drenagem, para a qual interessam mais a área total da bacia, seu escoamento natural, sua ocupação, a cobertura vegetal, os fundos de vale e os cursos d’água urbanos”.

O sistema de drenagem urbana compreende as principais estruturas hidráulicas no caminhamento do escoamento superficial, a seguir relacionadas:

- A. Telhados e quintais das residências
- B. Ramais coletores internos
- C. Sarjetas
- D. Boca-de-lobo
- E. Ramais de ligação
- F. Redes coletoras
- G. Dissipadores
- H. Tanques de retenção ou retardamento do escoamento
- I. Estrutura de lançamento final no corpo receptor

Na construção do sistema de drenagem urbana, as redes coletoras empregam tubos de concreto pré-moldado, simples ou armado, geralmente, com dimensões de 0,3 a 1,5 metros de diâmetro, e são apresentados com comprimento de 1,5 metros.

### 2.3.1 - Método racional

No dimensionamento do sistema de drenagem urbana para o cálculo da vazão, na maioria dos projetos adota-se o método racional. Além deste, podem ser adotados métodos baseados no hidrograma unitário, modelos hidrológicos, métodos estatísticos, entre outros. Cada um destes métodos possui suas limitações e critérios de aplicação. No que tange ao método racional, sua limitação seria em torno de 3,0km<sup>2</sup>; por isso é o método utilizado na maioria dos projetos de drenagem urbana, já que a extensão das bacias de contribuição não atinge este tamanho.

O método racional vem sendo utilizado para o cálculo de vazões desde o início de século XX. Este método é recomendado para o dimensionamento de galeria de águas pluviais e avaliação de escoamento superficial, para bacias contribuintes com áreas de drenagem inferior a 3,0km<sup>2</sup>. O método racional é aplicável para avaliação do deflúvio superficial direto, tanto para chuva inicial como para chuva máxima de projeto. A estimativa da vazão de enchente consiste na aplicação da expressão:

$$Q = 166,67 * C * i * A \quad 2.2$$

Onde: Q = vazão de enchente na seção de drenagem, em L/s; C = coeficiente de escoamento superficial da bacia hidrográfica (adimensional); i = intensidade média de precipitação sobre toda a área da bacia, com duração da chuva igual ao tempo de concentração, em mm/min; A = área da bacia hidrográfica, em m<sup>2</sup>.

Embora a recomendação de aplicação seja restrita a bacias menores que 3,0km<sup>2</sup>, a sua simplicidade e facilidade de obtenção dos fatores tornam o uso do método racional bastante difundido para pequenas bacias e para chuvas de período de retorno não superior a 50 anos (Azevedo Netto, 1998). Na Figura 2.2 ilustra-se um hidrograma triangular, simplificado, que pode ser estimado a partir do método racional.



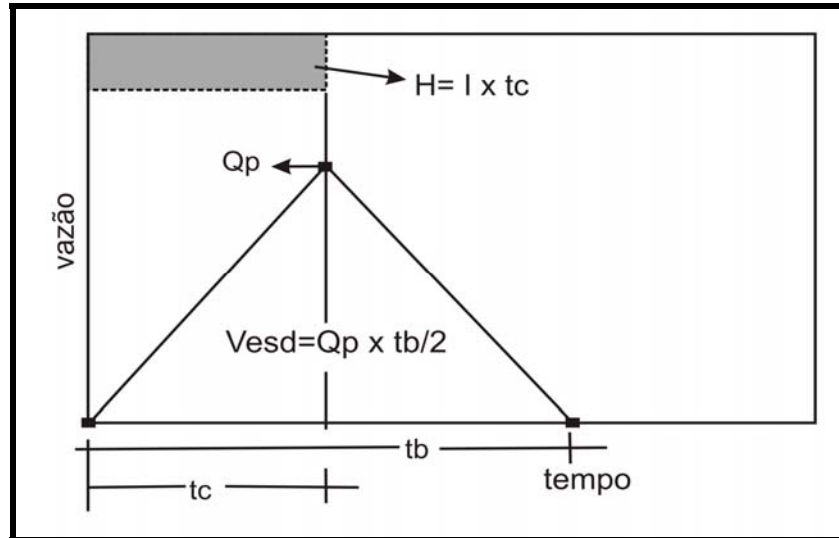


Figura 2. 2 – Hidrograma do Método Racional.

De acordo com Tomaz (2002), o maior defeito do método racional é o de não levar em conta o efeito do armazenamento de água nas redes de condutos de águas pluviais e das depressões na bacia hidrográfica. Presume-se que, com isso, essas redes ficariam superdimensionadas quando calculadas por esse método.

Tomaz (2002) recomenda, quando se aplicar o método racional, não se esquecer da análise das variáveis envolvidas.

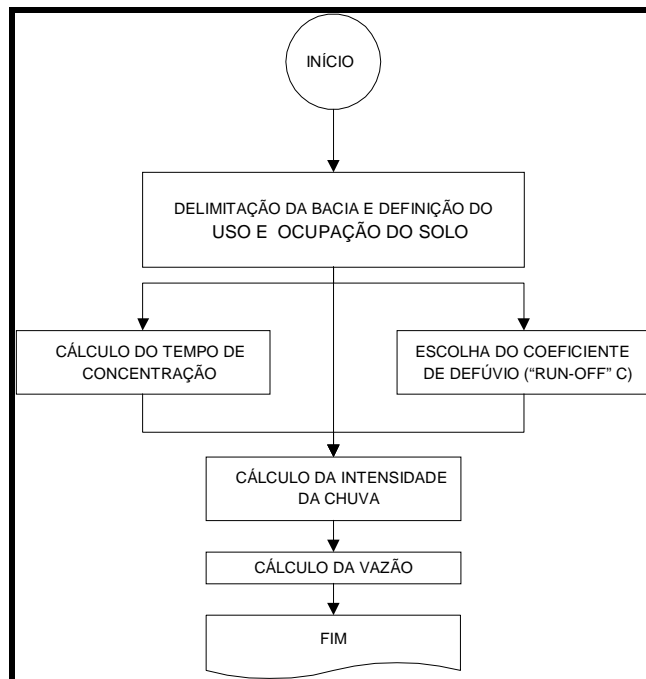
As hipóteses e variáveis a serem consideradas na aplicação do método racional são as seguintes:

- 1) Toda a bacia contribui com o escoamento superficial e é por isso que o tempo de duração da chuva deve ser igual ao tempo de concentração da bacia;
- 2) A chuva é distribuída uniformemente sobre toda a área da bacia;
- 3) As condições de permeabilidade da superfície permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- 4) Todas as perdas estão incorporadas ao coeficiente de escoamento superficial;
- 5) Os efeitos de armazenamento e amortecimento do escoamento na bacia hidrográfica podem ser desprezados.

Segundo Tomaz (2002), o método racional deverá ser aplicado com as seguintes considerações:

- 1) A área da bacia deve ser sempre inferior a 3km<sup>2</sup>;
- 2) O tempo de concentração (t<sub>c</sub>) deverá ser calculado de preferência pelo método cinemático;
- 3) O período de retorno deve ser maior quanto mais importante for a obra;
- 4) Deverá ser feita análise de sensibilidade dos resultados com relação aos parâmetros adotados;
- 5) De modo geral, o método racional conduz a resultados de pico de vazão maiores que outros métodos.

No fluxograma da Figura 2.3 a seguir, são apresentados os passos de cálculo da vazão pelo método racional.



**Figura 2.3** – Fluxograma da seqüência de cálculo das vazões pelo método racional. (DER, 1998).

Diferentes notações são apresentadas na equação do método racional. A seguir, apresenta-se sua notação matemática mais comumente empregada, com suas diferentes unidades.

$$Q = 0,278 * C * i * A \quad 2.3$$

Onde: Q = vazão em m<sup>3</sup>/s; C = coeficiente de deflúvio (“run-off”) definido para a área (adimensional); i = intensidade da chuva definida em mm/h; A = área da bacia hidrográfica em km<sup>2</sup>.

As estruturas hidráulicas, ou seja, os poços de visita, as bocas de lobo e os dissipadores de energia e lançamento são construídos em alvenaria ou em concreto estrutural; as guias e sarjetas são construídas em concreto.

### 2.3.2 - Tempo de recorrência para obras de drenagem urbana

As obras de drenagem podem ter sua vida útil dimensionada para poucos anos, como no caso de valetas em solo com revestimento em grama e nas obras de pequeno porte, ou para até 100 anos ou mais, como é o caso das pontes localizadas em rodovias de maior importância.

A escolha de vazões de projeto com tempo de recorrência igual ao tempo de vida útil da obra, cuja probabilidade de excedência estimada resulta cerca de 65% para os tempos de recorrência usuais, tem sido considerado razoável do ponto de vista da conservação da obra, Tomaz (2002).

A enorme importância econômica do empreendimento em nossa época, bem como a melhor compreensão da sua responsabilidade ambiental, requer exigências maiores com relação àquelas dos critérios tradicionais. Dessa forma, ao projeto de drenagem se atribui a tarefa de verificação de riscos, em cada caso e em cada obra, independentemente da adoção dos valores mínimos apresentados a seguir, na Tabela 2.1 (tempos de retorno  $T_R$  das vazões de projeto).

**Tabela 2.1 – Períodos de retorno usuais**

<b>Tipo de Obras</b>	<b>Potencial dano a inundação</b>	<b>Frequência de inundação (período de retorno em anos)</b>
Coletor de águas pluviais em estradas	Impede o tráfego Custos de atrasos no tráfego devidos à inundação	2 a 5 anos
Coletor urbano nas ruas	Impede acesso de emergência Custo de contorno (desvio) Custo de atrasos em viagens	10 a 25 anos
Controle rural de inundação	Danos a estradas de rodagem Danos às plantações	25 a 50 anos
Controle urbano de inundação	Danos às propriedades Danos à infra-estrutura	100 anos

Fonte: Tomaz (2002)

### 2.3.3 – Tempo de concentração

Tempo de concentração relativo a uma seção de um curso d'água é o intervalo de tempo contado a partir do início da precipitação para que toda a bacia hidrográfica correspondente passe a contribuir na seção em estudo. Isso corresponde à duração da trajetória da gota d'água mais afastada da seção para atingir esta seção, como mostra-se na figura 2.4.

No método racional admite-se que, para cada seção, a duração da chuva crítica seja igual ao respectivo tempo de concentração, isto é, considera-se o caso desfavorável de contribuição simultânea de todos os setores da bacia situada a montante da seção de escoamento considerada.

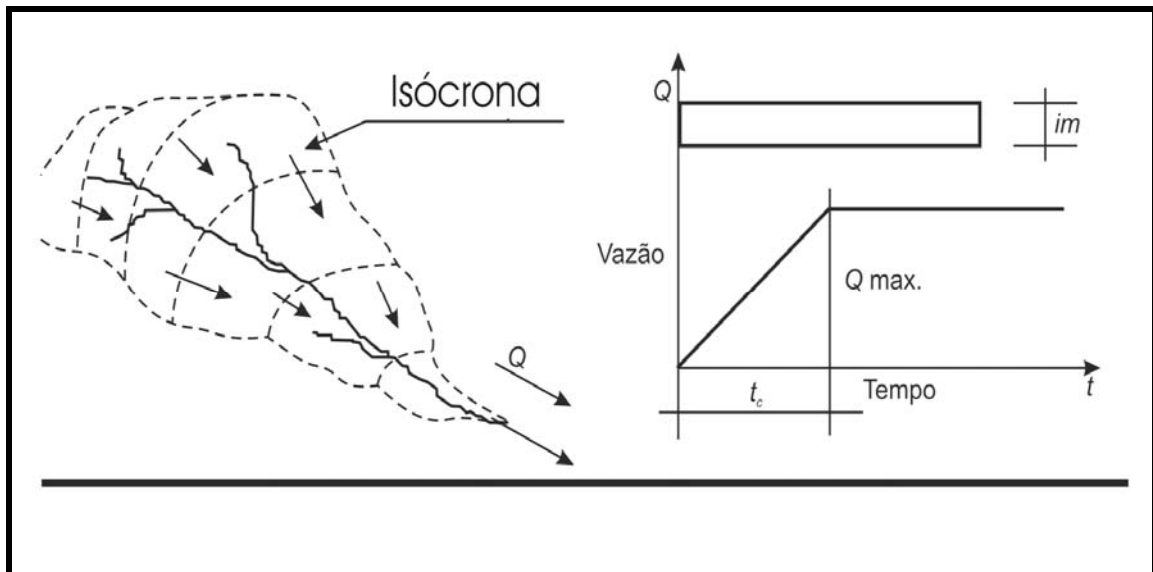
No caso de galerias de águas pluviais, o tempo de concentração compõe-se de duas parcelas: o tempo de escoamento superficial ( $t_i$ ) e o tempo de percurso dentro da tubulação ( $t_p$ ) – como mostra a Equação 2.4,

$$t_c = t_i + t_p \quad 2.4$$

e se define melhor a seguir:

- a. – Tempo de escoamento superficial ( $t_i$ ) (inlet time): Tempo gasto pelas águas precipitadas nos pontos mais distantes para atingir a primeira boca de lobo. Considera-se, pois, o tempo que a água leva para correr sobre telhados, terraços, calhas condutoras, calçadas, sarjetas, etc. Esse tempo, geralmente, está compreendido entre 3 e 20 minutos. A Prefeitura Municipal de São Paulo tem adotado valores de  $t_i$  entre 10 e 20 minutos
- b. – Tempo de percurso interno ( $t_p$ ): Tempo de escoamento dentro das galerias (canalizações) desde a primeira boca de lobo até a seção que se considera.

Esse tempo pode ser estimado levando-se em conta a velocidade média de escoamento e a extensão do percurso, com base em fórmulas hidráulicas.



**Figura 2. 4** – Representação gráfica do tempo de concentração (Adaptado, Azevedo Netto, 1998).

### 2.3.4 – Coeficiente de escoamento superficial

O escoamento superficial tem origem fundamentalmente nas precipitações. Conforme já visto no ciclo hidrológico, parte da água das chuvas é interceptada pela vegetação e outros obstáculos, de onde se evapora ou goteja posteriormente. A parcela da chuva que atinge a superfície do solo é retida em depressões do terreno, donde parte é infiltrada e o restante escoar pela superfície logo que a capacidade de infiltração for superada pela intensidade de precipitação e as retenções superficiais tenham sido preenchidas.

O coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio ou, ainda, coeficiente de “run-off” é definido como a relação entre a quantidade de água escoada superficialmente pela seção em estudo e a quantidade total de água precipitada na bacia hidrográfica.

### 2.3.5 – Hidrograma unitário

O método do hidrograma unitário, apresentado por Le Roy K. Sherman em 1932 e aperfeiçoado mais tarde por Bernands e outros (DER, 1998), baseia-se primariamente em determinadas propriedades do hidrograma de escoamento superficial.

Inicialmente, sempre lembrar que o hidrograma de uma onda de cheia é formado pela superposição de dois tipos distintos de afluxo, provenientes um do escoamento superficial e outro da contribuição do aquífero subterrâneo (Figura 2. 5). O hidrograma de um curso d'água é a representação gráfica de suas variações de vazão dispostas em ordem cronológica.

Diversas são as características físicas das bacias hidrográficas que têm influência sobre o fluviograma resultante de uma dada precipitação, tais como:

- a) **Área da bacia** – o volume escoado é diretamente proporcional à superfície drenada.
- b) **Declividades** – pode-se considerar a declividade do canal principal do rio, a declividade média dos afluentes e a declividade geral do terreno da bacia. Quanto maior a declividade, maior a velocidade de escoamento e relativamente mais altos os picos do hidrograma.
- c) **Dimensões e rugosidade do canal** – quanto mais largos e profundos os rios, maior o volume acumulado e, conseqüentemente, maior o efeito moderador sobre a onda de cheia. Canais de menor resistência conduzem a cheia mais rápida e alta.
- d) **Densidade da rede de drenagem** – maior densidade parece sugerir um escoamento mais rápido; entretanto, este efeito pode ser contrabalançado pelo aumento do volume represado temporariamente nos canais.
- e) **Forma** – uma bacia sensivelmente alongada condicionaria um hidrograma menos pronunciado do que outra em forma de leque, em que a drenagem pode se dar mais rapidamente.

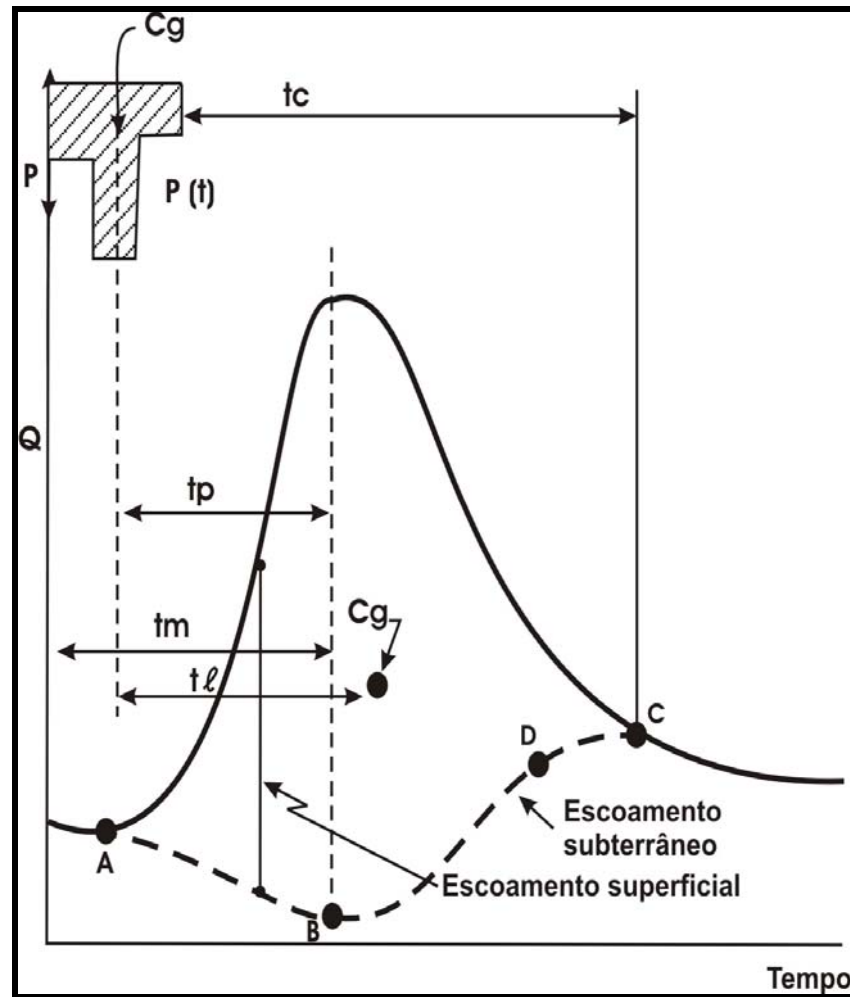


Figura 2.5 - Hidrograma tipo (Tucci, 2001).

Ainda na Figura 2.5, que mostra como varia no tempo a vazão na saída da bacia,  $Q$ , na forma superficial, verifica-se que após o início da chuva existe um intervalo de tempo em que a vazão começa a elevar-se. Esse tempo de retardo de resposta deve-se às perdas iniciais por interceptação e infiltração, além do próprio retardo de resposta da bacia devido ao tempo de deslocamento da água. A elevação da vazão até o pico apresenta, em geral, um gradiente maior que a parte posterior ao mesmo. Aproveitando a Figura 2.5, definem-se ou ilustram-se as seguintes características temporais de um hidrograma de enchente:

**Tempo de pico ( $t_p$ ):**

É o intervalo entre o centro da massa de precipitação e o tempo de vazão máxima;

**Tempo de retardamento ( $t_\ell$ ):**

É o intervalo de tempo entre o “centro de massa” do hidrograma e o “centro da massa” de precipitação;

**Tempo de base ( $t_b$ ):**

É o tempo entre o início da precipitação e aquele em que a precipitação ocorrida já escoou pelo leito do rio voltando o mesmo a seu estado normal;

**Tempo de recessão ( $t_e$ ):**

É o tempo necessário que a vazão na saída da bacia passa a depender, novamente, somente da vazão de água subterrânea. Com efeito, quando o impacto do escoamento superficial de uma tormenta é finalizado, a vazão de um rio ou curso d'água passa a ser mantida pela contribuição exclusiva do escoamento subterrâneo. Ainda no hidrograma da Figura 2.5, pode-se visualizar uma curva contínua, a partir do ponto "C" que leva o nome de "curva de depleção" deste hidrograma na fase pós-precipitação;

**Tempo de ascensão ( $t_m$ ):**

É tempo entre o início da chuva e pico do hidrograma.

**Tempo de concentração ( $t_c$ ):**

É tempo necessário para a água precipitada no ponto mais distante na bacia deslocar-se até a seção principal.

O recobrimento vegetal, o tipo de solo e a capacidade de acumulação temporária do volume escoado são outros tantos fatores que podem influenciar de certo modo as características do escoamento superficial, condicionando a forma do hidrograma resultante.

A forma do Hidrograma Unitário (ou HU) caracteriza o comportamento da bacia. Seu formato pode ser representado, de forma simplificada, pela Figura 2.6, onde também se representa a "chuva unitária" seu formato retangular ao alto da figura, de altura correspondente a 1mm de chuva efetiva sobre toda a bacia.

O hidrograma unitário sintético triangular, indicado na Figura 2. 6, permite a demonstração de uma série de relações que constituem a base da maioria dos métodos de estimativa de hidrogramas sintéticos de enchente. A área do triangulo é o volume de escoamento superficial



( $V_{esd}$ ), a base é a duração desse escoamento ( $t_b$ ) e a altura representa a vazão de pico ( $Q_p$ ), medida em  $m^3/s/mm$  de chuva, por exemplo.

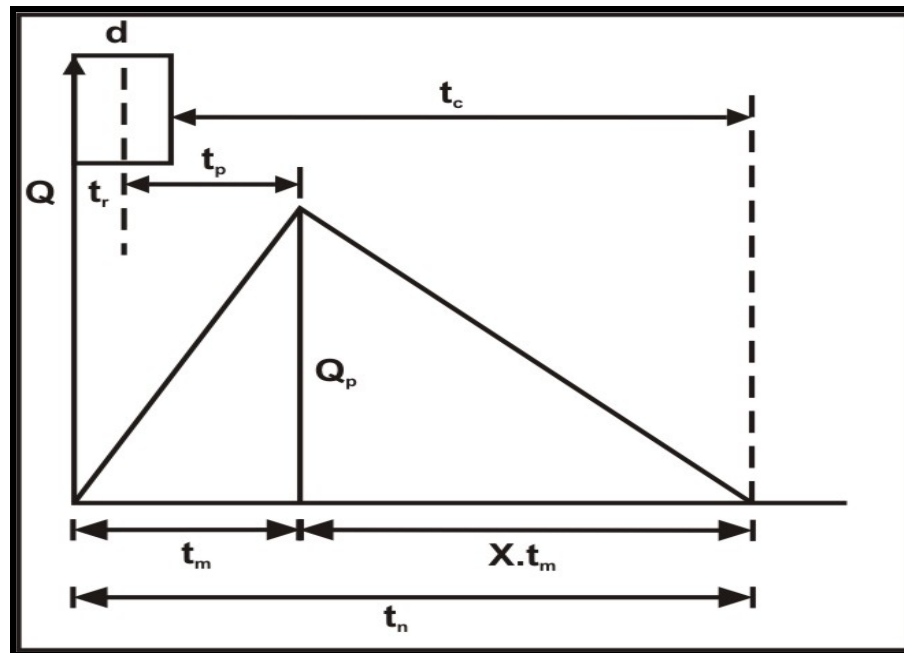


Figura 2. 6 – Hidrograma Unitário Sintético Triangular.

$$V_{esd} = \frac{Q_p * t_b}{2} \quad 2.5$$

Onde:  $V_{esd}$  = volume de escoamento superficial direto ( $m^3$ );  $Q_p$  = vazão máxima de águas pluviais ( $m^3/s$ );  $t_b$  = duração total do escoamento (s).

A altura do retângulo de duração (duração da chuva unitária) representa 1mm de chuva efetiva sobre toda a bacia. Métodos mais complexos de hidrograma unitário permitem estimar uma forma mais complexa para o HU (Reda, 1986).

A duração total do escoamento superficial ( $t_b$ ) é usual exprimir em função do tempo de ascensão ( $t_m$ ) da seguinte forma:

$$t_b = t_m + X * t_m = (1 + X) * t_m \quad 2.2$$

Onde:  $t_b$  = tempo de base;  $t_m$  = tempo de ascensão; e  $X$  = fator de decaimento do hidrograma triangular (Bernardes, 2004).

Tucci (2003) sugere, com base nos hidrogramas unitários de bacias urbanas brasileiras com área menor do que 50 km<sup>2</sup> e área impermeável superior a 15% (selecionados a partir de estudo de Diaz e Tucci, 1987) as seguintes equações para as vazões máximas de águas pluviais:

$$Q_p = 0,0585 * A^{0,607} * \left(\frac{A_i}{A}\right)^{0,691} \quad 2.3$$

$$q_p = \frac{\left(58,5 * \left(\frac{A_i}{A}\right)^{0,691}\right)}{A^{0,393}} \quad 2.4$$

Tucci (2003), por exemplo, utilizando o mesmo conjunto de dados, também obteve as seguintes relações:

$$t_m = \frac{10,71}{\left(\frac{Q_p}{A}\right)^{1,143}} = \frac{253,25 * A^{0,438}}{\left(\frac{A_i}{A}\right)^{0,77}} \quad 2.5$$

$$t_c = \frac{27,778}{\left(\frac{Q_p}{A}\right)} = \frac{712,21 * A^{0,397}}{\left(\frac{A_i}{A}\right)^{0,691}} \quad 2.6$$

$$\frac{t_m}{t_c} = \frac{0,386}{\left(\frac{Q_p}{A}\right)^{0,1143}} \quad 2.7$$

Onde:  $Q_p$  = vazão máxima do hidrograma unitário para 1mm de chuva efetiva ou excedente (m<sup>3</sup>/s);  $A$  = área da bacia (km<sup>2</sup>);  $(A_i/A)$  = parcela de área impermeável (%);  $t_m$  = tempo de ascensão (min); e  $t_c$  = tempo de concentração (min).

Além das restrições inerentes ao método de regressão utilizado, as limitações das equações propostas por Tucci (2003) são as seguintes:

- A análise foi realizada com uma amostra pequena de 12 bacias e em algumas com um numero reduzido de eventos;

- Os resultados podem ser utilizados para risco de até 10 anos. Para riscos maiores, a tendência será do hidrograma unitário ficar mais amortecido;
- As equações não consideram o comprimento do rio principal e a declividade. Na regressão estas variáveis não se mostram significativas, entretanto, poderão ser verificados erros em situações específicas.

## 2.4 – Tipos e sistemas de esgotos sanitários no Brasil

Os sistemas de coleta de esgotos sanitários urbanos praticados podem ser de três tipos:

- Sistema unitário;
- Sistema separador parcial;
- Sistema separador absoluto.

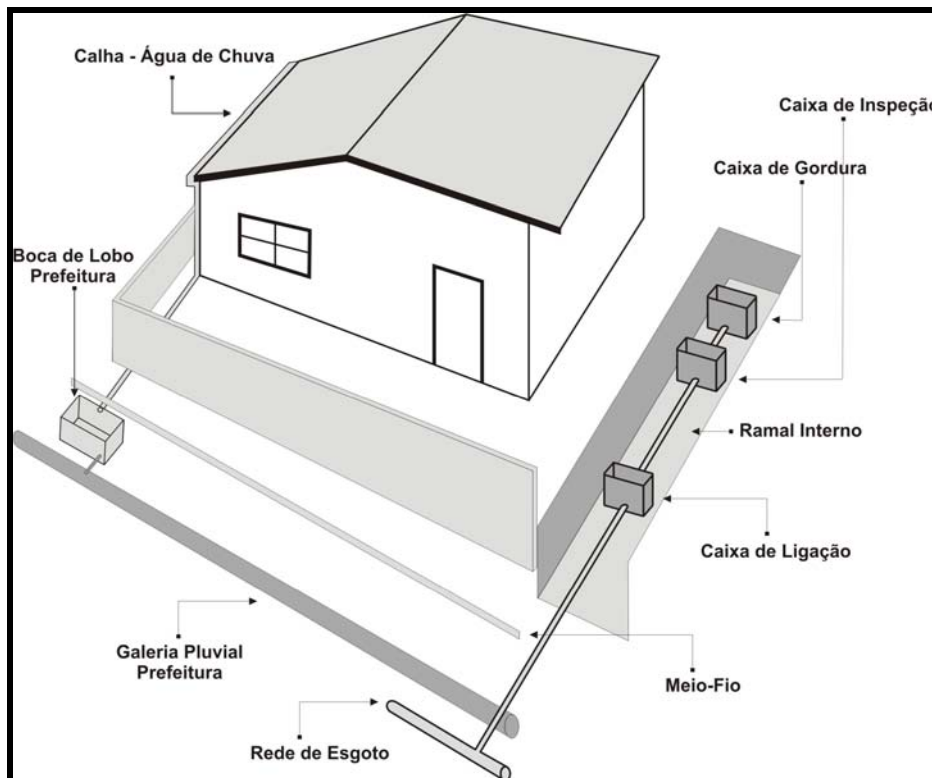
O sistema unitário, muito adotado nos países europeus, consiste na captação e condução dos esgotos sanitários e água pluviais no mesmo conduto, ou seja, na mesma rede. Este sistema foi praticado na época do Império na cidade do Rio de Janeiro e em outras cidades da época (Recife, Santos). Hoje praticamente não é mais adotado, tendo tais sistemas sido substituídos por sistemas separadores absolutos.

O sistema separador parcial consiste na coleta e condução dos esgotos sanitários em redes próprias, porém admitindo-se o lançamento das águas pluviais na mesma rede coletora de esgoto. Atualmente este sistema é admitido em várias cidades brasileiras; por exemplo, Porto Alegre e Joinville, porém com o compromisso da separação futura do escoamento dos efluentes de esgoto em condutos diferentes para as águas pluviais. Na adoção deste sistema, critérios de dimensionamento devem ser cuidadosamente avaliados, dentre os quais se destacam:

- Qual o diâmetro mínimo a ser adotado;
- Qual o período de retorno ou de recorrência ( $T_r$ ) a ser adotado;
- Adotar dispositivos de desvio (“by pass”) nas estações elevatórias de esgoto e nas ETEs, para o desvio do excesso de vazão nos picos de chuvas;
- Dispositivos de proteção nos ramais domiciliares de esgoto (válvula de retenção) para evitar o retorno de efluentes para o interior das residências.

A adoção do sistema separador parcial pode vir a solucionar ou amenizar temporária e imediatamente os impactos ou problemas causados pela captação e condução das águas de chuvas e de esgoto sanitário na mesma rede coletora, deixando para as gerações futuras problemas graves e de difíceis soluções, como, por exemplo, a contaminação dos córregos e rios.

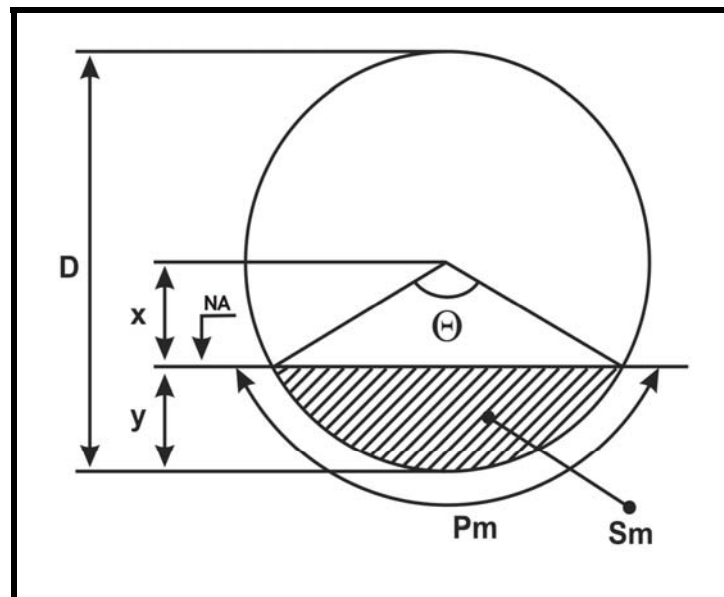
No sistema separador absoluto, exemplificado na Figura 2. 77, a contribuição de águas pluviais clandestinas não é considerada no dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário em todas suas etapas. A norma da ABNT NBR 9649/86 recomenda que o sistema de esgotamento sanitário adotado no Brasil seja o separador absoluto. É o sistema em que as águas residuárias (domésticas e industriais) e águas de infiltração lenta sejam coletadas e transportadas em um sistema independente, denominado sistema de esgoto sanitário. As águas pluviais são coletadas e transportadas em um sistema de drenagem pluvial totalmente independente. No Brasil, desde 1912, por orientação de Saturnino de Brito, utiliza-se o sistema separador absoluto em substituição ao sistema separador parcial, prática comum até aquela época nos locais onde eram projetadas redes de esgoto.



**Figura 2. 7** – Ligação domiciliar de esgoto – sistema separador absoluto.

Tais redes coletoras de esgotos, por força de disposições normativas, devem ser dimensionadas para trabalhar com uma lâmina líquida máxima igual a 0,75 de seu diâmetro, visando garantir que a tubulação do escoamento do efluente funcione tal como “conduto livre”.

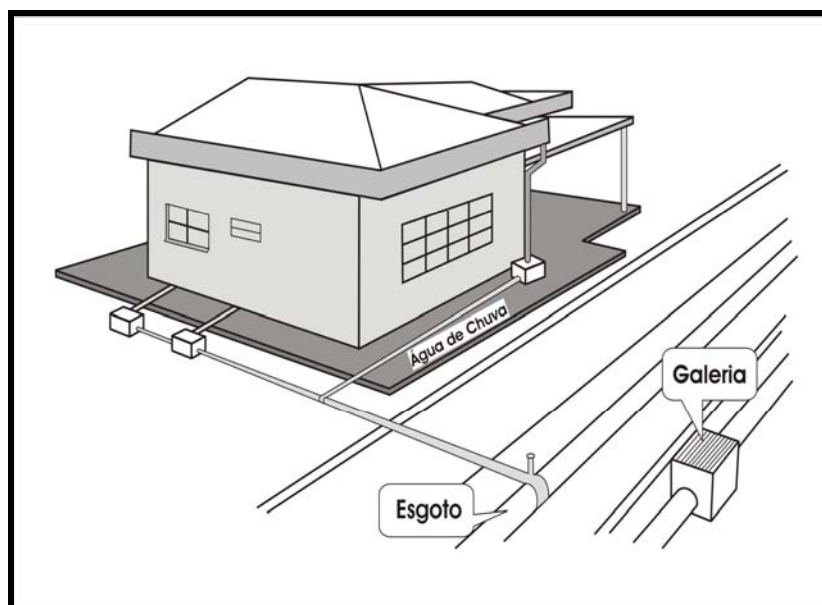
A fração da lâmina líquida ( $Y/D$ ) é definida como o quociente entre a altura do nível do líquido no interior da tubulação ( $Y$ ) pelo diâmetro útil do tubo ( $D$ ), como exposto na Figura 2.8.



**Figura 2.8** – Ilustração da lâmina máxima na rede coletora de esgoto.

As principais vantagens (adaptado de Tsutiya e Além Sobrinho, 1999) apontadas pelo sistema separador absoluto são:

- Menor valor de implantação, pelo fato de empregar tubos de menor diâmetro (PVC ou MBC);
- Maior flexibilidade para execução em etapas, dando prioridade para a rede sanitária;
- Reduz o custo de afastamento das águas pluviais, pelo fato de permitir seu lançamento em curso de água mais próximo, sem a necessidade de tratamento;
- Pode ser implantado em vias sem pavimentação ou revestimento asfáltico;
- Reduz a extensão de canalizações de grandes diâmetros em uma cidade ou na região, pelo fato de não exigir a construção de redes em todas as ruas;
- Não prejudica a depuração dos esgotos sanitários.



**Figura 2. 9** – Ligação clandestina de águas de chuva na rede de esgoto sanitário.

A adoção do sistema separador absoluto, Figura 2.7, torna-se mais prática em projetos novos, onde sua construção procede à implantação das unidades contribuintes. Isso ocorre se desde a elaboração do projeto urbanístico se evitar a disposição de lotes com cotas de soleira inferior à cota da guia. A Tabela 2. 2 apresenta uma comparação das vantagens e desvantagens entre os dois sistemas, sistema unitário e sistema separador absoluto.

**Tabela 2. 2 – Quadro comparativo dos sistemas unitário e separador absoluto.**

<b>Sistema Separador Absoluto</b>	<b>Sistema Unitário</b>
Mantém as possibilidades de interferência e interconexões entre os dois sistemas;	Equaciona os problemas das interferências e das interconexões entre os dois sistemas;
Apresenta um custo maior de implantação e um custo maior operacional;	Apresenta, em geral, um menor custo total, um maior custo inicial de implantação e um menor custo operacional;
Possibilita a construção por etapas;	Dificuldade para o tratamento conjunto de águas de chuva e dos efluentes de esgoto sanitário;
Possibilita um maior impacto ambiental;	Menor impacto ambiental nas épocas de seca e nos primeiros minutos de chuva;
Facilidade de tratamento dos efluentes de esgoto sanitário;	Maior facilidade para fixar tarifas de cobrança em conjunto das águas de chuvas e dos esgotos coletados;
Possibilidade de mais de uma operadora ou concessionária para o gerenciamento e gestão do sistema de esgoto sanitário e de drenagem urbana;	Uma única operadora ou concessionária para o gerenciamento e gestão do sistema de esgoto sanitário e de drenagem urbana.
Eventual impacto ambiental provocado pelos primeiros minutos da chuva;	
Dificuldade no tratamento das águas pluviais;	
Dificuldade de fixação e cobrança de tarifas diferenciadas.	

Adaptado de Schifini (2004).

## 2.5 - Sistema de esgoto sanitário

Esgoto doméstico é a água que contém dejetos produzidos pelo Homem. A maior parte dos esgotos dirige-se a lagos, rios, oceanos, ou outros cursos d'água. Em países desenvolvidos, quase todo o esgoto recebe algum tipo de tratamento antes de ser lançado na água sob a forma de um líquido semitransparente chamado efluente. O esgoto que não recebe tratamento adequado tem aparência e odor desagradáveis e dificulta a sobrevivência dos seres aquáticos. A distribuição de água através de rede pública traz como consequência a necessidade de coleta e o afastamento das águas servidas.

Os efluentes de esgotos costumam ser classificados em dois grupos principais (Jordão, 2005): os esgotos sanitários e os industriais. Os esgotos sanitários têm características bem definidas e são constituídos essencialmente de despejos domésticos, uma parcela de águas pluviais, água de infiltração e, eventualmente, uma parcela não significativa de esgotos industriais, tendo características bem definidas.

Os esgotos domésticos ou domiciliares provêm principalmente das residências, edifícios comerciais, instituições ou quaisquer edificações que contenham instalações de banheiros, lavanderias, cozinhas, etc. Compõem-se essencialmente de água de banho, urina, fezes, papel, resto de comida, sabão, detergentes, água de lavagens. Os esgotos industriais, extremamente diversos, provêm de qualquer utilização da água para fins industriais e adquirem características próprias em função do processo industrial empregado.

O sistema de esgotos compreende as seguintes partes principais:

- A. Ramais domiciliares.
- B. Redes coletoras.
- C. Coletores troncos.
- D. Interceptores.
- E. Emissários
- F. Estação elevatória de esgoto – EEE.
- G. Sifões invertidos.
- J. Estações de tratamento de esgoto – ETE.
- K. Lançamento final no corpo receptor.

É empregada uma terminologia própria nos projetos do sistema de esgoto sanitário, a saber:

**Sistema de esgotos sanitários:** conjunto de canalizações e obras e serviços destinados ao afastamento das águas residuais.

**Águas residuais domésticas ou esgotos domésticos:** são os despejos líquidos das habitações, estabelecimentos comerciais, instituições e edifícios públicos. Incluem as águas imundas ou negras (descarga sanitária) e as águas servidas (lavatório, tanque, ralo, etc.).

**Águas servidas:** efluentes que resultam das operações de limpeza e lavagem.

**Despejos:** refugos líquidos dos edifícios, excluindo as águas de chuvas.

**Águas de infiltração:** parcela das águas do subsolo que penetram nas canalizações de esgotos.

**Rede de esgotos:** conjunto de canalizações destinadas à coleta e encaminhamento do esgoto sanitário, compreendendo coletores, coletores tronco, interceptores, emissários, estações elevatórias, sifões invertidos e órgãos acessórios.

**Coletor predial:** canalização que conduz as águas residuais dos edifícios, também conhecido como ramal domiciliar de esgoto.

**Coletor tronco:** canalização principal, de maior diâmetro, que recebe os efluentes de vários coletores de esgotos, conduzindo-os a um interceptor ou emissário.

**Interceptor:** canalização de grande porte que intercepta o fluxo de coletores com a finalidade de proteger os cursos d'água, lagos, praias, etc.

**Emissário:** conduto final de um sistema de esgotos sanitários, destinado ao afastamento dos efluentes da rede para o ponto de lançamento ou tratamento, sem receber descargas no caminho.

**Estações elevatórias de esgotos – EEE:** instalações eletromecânicas para elevar as águas servidas, evitando, desta maneira, o aprofundamento excessivo das canalizações, ou, em outros casos, para possibilitar a entrada nas estações de tratamento de esgotos.

**Estações de tratamento de esgotos – ETE:** conjunto de obras e processos para o tratamento do esgoto sanitário, que consiste em vários métodos e estágios, divididos em tratamento primário, secundário e terciário.



A Cloaca Máxima de Roma, construída no século VI antes de Cristo, é o mais conhecido canal subterrâneo para o esgotamento sanitário. Embora a privada com descarga hídrica tivesse sido inventada em 1596, o seu uso generalizado teve início no século XIX, juntamente com as epidemias ocorridas neste século, que foram fatores fundamentais para que a coleta e o afastamento dos esgotos merecessem a adequada atenção das autoridades (Tsutiya, 2004).

As primeiras redes coletoras que foram construídas se destinavam unicamente ao transporte de águas de chuva. Com o crescimento das cidades e a concentração populacional nas áreas urbanas, o problema da disposição dos esgotos sanitários tornou-se mais difícil. A opção encontrada foi a conexão destes esgotos às redes pluviais existentes. Os esgotos combinados com as águas pluviais eram conduzidos diretamente a cursos d'água mais próximos e sem o devido tratamento.

A etapa seguinte foi a construção de interceptores de modo a impedir o lançamento destas águas em inúmeras saídas nos mananciais de água. Os lançamentos da mistura das águas de chuva com os esgotos sanitários constituem-se em uma fonte de degradação da qualidade da água.

Foi somente em 1847 que se autorizou, em Londres, o lançamento de efluentes domésticos nas galerias de águas pluviais e, em 1915, tornou-se compulsório o lançamento de todas as águas servidas das habitações nas galerias públicas de Londres. Surgiu, então, o sistema combinado ou unitário de esgotamento sanitário (Tsutiya, 2004).

A coleta e o afastamento das águas servidas, portanto, se fazem pelos sistemas de esgotos sanitários. Nos casos onde for adotado o sistema “separador absoluto”, as águas pluviais são coletadas e conduzidas pelo seu próprio sistema de drenagem. Em hipótese alguma os efluentes de esgoto tratados devem ser lançados na galeria de águas pluviais, e evidentemente, os esgotos sanitários *in natura* nunca devem ser lançados nas galerias de águas pluviais. No Brasil foi gradualmente adotado o sistema separador absoluto para coleta e transporte do esgoto sanitário.

O sistema de esgoto sanitário é uma seqüência lógica da implantação do serviço de abastecimento de água tratada. Enquanto não é feita a distribuição de água, por outro lado, as condições de vida da população são precárias e ela se sente obrigada a adotar soluções mais

simples e elementares para a disposição de seus excrementos. A própria falta de água restringe os efeitos dessa condição, restando como solução alternativa (mas não ideal) a construção de fossas negras. De fato, esta solução traz outra consequência mais grave, que é a poluição do lençol freático, contaminando os poços ou cacimbas próximas.

Com a chegada da rede de água encanada, a população recorre às chamadas soluções individuais, ou seja, o tanque séptico e poço absorvente ou o tanque séptico e sistema de irrigação sub-superficial. Esses sistemas funcionam satisfatoriamente no meio rural ou em comunidades com lotes de elevada porcentagem de área livre, se o solo apresentar boas condições de infiltração e ainda se o lençol freático se encontrar em profundidade conveniente. Tais condições, no entanto, raramente são encontradas nos bairros urbanos e sua implantação de forma adequada é relativamente onerosa.

À medida que a população cresce, aumentando a ocupação dos espaços urbanos e a concentração demográfica, as soluções individuais para a destinação final do esgoto passam a ser cada vez mais caras e de difícil aplicação. A captação e a condução do esgoto não é solução definitiva, devendo ser considerado também o processo de tratamento do mesmo.

### **2.5.1 – Parâmetros de projetos da rede de esgotos sanitários**

Na elaboração dos projetos, os cálculos da vazão de contribuição dos efluentes da rede de esgoto sanitários usam as fórmulas clássicas apresentadas por Azevedo Netto (1998) e Além Sobrinho (1999), os quais citam as normas técnicas brasileiras.

Para estimar a vazão de contribuição de esgoto, usa-se a fórmula:

$$Q_{cd} = \frac{p * q * k_1 * k_2 * C}{86400} \quad 2.8$$

O coeficiente “C”, (retorno de esgoto) é a relação entre a água consumida no domicílio e a água servida descartada na rede de esgoto sanitário, representado pela expressão:

$$C = \frac{\text{vazão de água servida descartada}}{\text{vazão de água servida consumida}} \quad 2.9$$

A vazão dos efluentes do esgoto sanitário é composta pela contribuição doméstica, determinada em função da população (p); pelo consumo “per capita” (q); pelos coeficientes do dia de maior consumo,  $K_1$ , e da hora de maior demanda,  $K_2$ , e pelo coeficiente de retorno (C). Além destes parâmetros, deve ser também considerada a vazão de infiltração lenta ( $Q_i$ ) na rede coletora de esgoto sanitário (infiltração das águas do lençol freático). Quanto ao coeficiente de retorno de esgoto “C”, é recomendado pelos autores acima citados que seja adotado como 80% do consumo de água potável.

Além da vazão de água servida e descartada na rede de esgoto pela unidade consumidora, deve ser considerada também a vazão de infiltração das águas freáticas, que aqui será identificada como infiltração lenta, que infiltra diretamente na rede coletora, pelas juntas e paredes das canalizações, caixas de passagem, poços de visita, ligações dos ramais domiciliares, etc. Este parâmetro é estabelecido em função da extensão da canalização de esgoto, portanto não têm nenhuma relação com a população atendida, vazão e suas variações.

A ABNT (1986) recomenda adotar valores para a taxa de infiltração, de acordo com as condições locais, com o nível do lençol freático, a natureza do subsolo e a qualidade da execução da rede, do material empregado na tubulação e o tipo de junta utilizado. O emprego de tubos de PVC tem reduzido consideravelmente o valor da taxa de infiltração, assim como o uso de juntas de anéis de borracha em manilha cerâmica e tubo de concreto. Este valor nunca poderá ser nulo, uma vez que exigiria condições de absoluta ausência do lençol freático, da precipitação pluviométrica e de outras contribuições clandestinas.

As redes coletoras de esgoto geralmente são construídas em manilha de barro cerâmico, tubos de PVC/VINILFER ou tubos de ferro fundido e os coletores troncos, interceptores e emissários, por exigirem diâmetros maiores, são construídos em tubos de concreto armado, todos eles com junta elástica, ponta e bolsa.

A vazão de infiltração é calculada pelas fórmulas clássicas apresentadas por Azevedo Netto (1998) e Além Sobrinho (1999), como mostra a equação 2.20,

$$Q_i = \frac{C_i}{1000} \times L \quad 2.10$$

Onde  $C_i$  é um índice de infiltração adotado para cada tipo de material do tubo coletor de esgoto. Os mesmos autores recomendam para os tubos cerâmicos adotar o índice de 0,5 litros por segundo por quilômetro de rede e para os tubos de PVC adotar o índice de 0,3 litros por segundo por quilômetro de rede.

A vazão total de contribuição da rede de esgoto sanitário é a soma dos resultados da vazão de contribuição doméstica e da vazão de infiltração.

$$Q = Q_{cd} + Q_i \quad 2.11$$

Onde:

- $Q_{cd}$  = Vazão de contribuição doméstica (L/s);
- $p$  = População de projeto;
- $K_1$  = Coeficiente do dia de maior consumo (1,2);
- $K_2$  = Coeficiente da hora de maior demanda (1,5);
- $C$  = Coeficiente de retorno (0,80);
- $Q_i$  = Vazão de infiltração (varia com o tipo de material da tubulação) L/s;
- $L$  = Comprimento da tubulação (m);
- $C_i$  = Vazão de infiltração lenta (L/s/km);
- $Q$  = Vazão total dos efluentes de esgoto (L/s).

### 2.5.2 – Infiltração de águas pluviais no solo

Para Tucci (2001), a infiltração é como a passagem de água da superfície para o interior do solo; portanto, é um processo que depende fundamentalmente da água disponível para infiltrar, da natureza do solo, do estado da superfície e das quantidades de água e ar, inicialmente presentes no interior do solo.

À medida que a água infiltra pela superfície do solo, as camadas superiores deste solo vão-se umedecendo de cima para baixo, modificando gradativamente o perfil de umidade; enquanto há aporte de água, o perfil do solo tende a saturação em toda a sua profundidade, sendo naturalmente a superfície o primeiro nível do solo a saturar.

Em um solo em que cessou a infiltração, parte da água de seu interior se propaga para as camadas mais profundas e parte é transferida para a atmosfera por evaporação direta ou por evaporação dos vegetais. A água subterrânea que infiltra em um determinado local pode variar de uma quantidade inexpressiva, dependendo do tipo de solo, da cobertura superficial e do uso e ocupação do solo, a uma vazão considerável se o nível do lençol freático se encontrar a pouca profundidade. Em condições de maior proximidade com córregos, rios ou lagos, a infiltração no solo tem às vezes um considerável efeito sobre o nível freático, que varia continuamente. A presença de águas subterrâneas com um nível do lençol freático elevado pode produzir infiltração nas redes coletoras e um aumento da vazão de escoamento nelas.

## **2.6 – Sobrecarga na rede de esgoto sanitário devida à precipitação**

A infiltração de águas pluviais em redes coletoras de esgotos sanitários é um fato muitas vezes inevitável, ocasionando aumento consideráveis nas vazões globais nesses sistemas. Geralmente não há preocupação em se verificar os valores reais de infiltração que ocorrem na rede coletora de esgotos de uma cidade e, assim, adotam-se estimativas muito elevadas e muito diferentes do que realmente ocorre.

Sobrecarga na rede de esgoto sanitário é toda aquela contribuição indevida que não foi prevista no dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário. Esta contribuição indevida pode ocorrer pela ligação clandestina das águas de chuva e pelos excessos das águas de infiltração na rede de esgoto sanitário. Geralmente o pico da sobrecarga ocorre na eventualidade de uma chuva significativa.

Águas parasitárias é um termo que foi usado por Azevedo Netto (1998) e define as águas estranhas lançadas na rede de esgoto sanitário. Estas podem ser principalmente as águas de chuva coletadas nos telhados e nos quintais dos domicílios e encaminhadas para a rede de esgoto sanitário, contrariando a legislação e a norma técnica existente. Estas águas também podem ser aquelas oriundas dos lançamentos das águas de lavagem de postos de gasolina, descargas de piscinas, etc.

A norma técnica da ABNT NBR 568/1989 estabelece que “a contribuição pluvial parasitária deve ser adicionada à vazão final para análise de funcionamento do interceptor e para o

dimensionamento dos extravasores. Todavia, para o dimensionamento em si do interceptor, a vazão parasitária não é levada em consideração. A contribuição pluvial parasitária deve ser determinada com base em medições locais. Inexistindo tais medições, pode-se adotar uma taxa que não deve superar 6,00L/s/km de coletor contribuinte ao trecho em estudo. O valor adotado deve ser justificado”.

Fernandes (1997) faz a seguinte menção: “A vazão que é transportada pelas canalizações de esgoto não tem sua origem somente nos pontos onde há consumo de água. Parcela dessa vazão é resultante de infiltrações inevitáveis ao longo do conduto (...). Este volume torna-se mais acentuado no período chuvoso, pois parte das estruturas poderá permanecer situada temporariamente submersa no lençol freático, além das contribuições originadas nas ligações clandestinas de águas pluviais”.

Além Sobrinho (1999) define infiltrações como sendo as contribuições indevidas nas redes de esgotos originárias do subsolo ou provenientes do encaminhamento acidental ou clandestino das águas pluviais. As águas de infiltração são águas subterrâneas originárias do subsolo, quando as redes de esgotos estão construídas abaixo do nível do lençol freático, sendo que este nível pode variar naturalmente devido às chuvas excessivas. A quantidade de infiltração nas redes de esgotos depende dos materiais empregados na construção, do estado de conservação e da qualidade do assentamento das tubulações, bem como das características do solo, nível do lençol freático, tipo de solo, permeabilidade, etc.

Metcalf & Eddy (1991) ilustram as contribuições da sobrecarga da rede de esgotamento sanitário como mostrado na Figura 2.10 e as definem como infiltração e afluxo da seguinte forma:

**Infiltração:** água que entra em uma rede coletora de esgotos através das conexões, trincas nos tubos, juntas e poços de visitas com falhas estruturais;

**Afluxo estacionário:** água descarregada de drenos de fundações água de resfriamento, nascentes de rios ou águas pantanosas. Esse afluxo é medido juntamente com a infiltração;

**Afluxo direto:** contribuição de água por causa de ligações de coletores de águas pluviais à rede de esgoto, que causa um quase imediato aumento na vazão de esgoto por ocasião de tormenta;

**Afluxo total:** soma do afluxo direto em qualquer ponto do sistema mais a vazão descarregada a montante do sistema por meio de extravasamento, *by-passes* de estações elevatórias ou de estações de tratamento de esgoto;

**Afluxo com atraso de tempo:** água de chuva que demora alguns dias para atingir o sistema de coleta de esgotos.

Na Figura 2.11, os histogramas podem ser identificados nas formas de infiltração e afluxo.

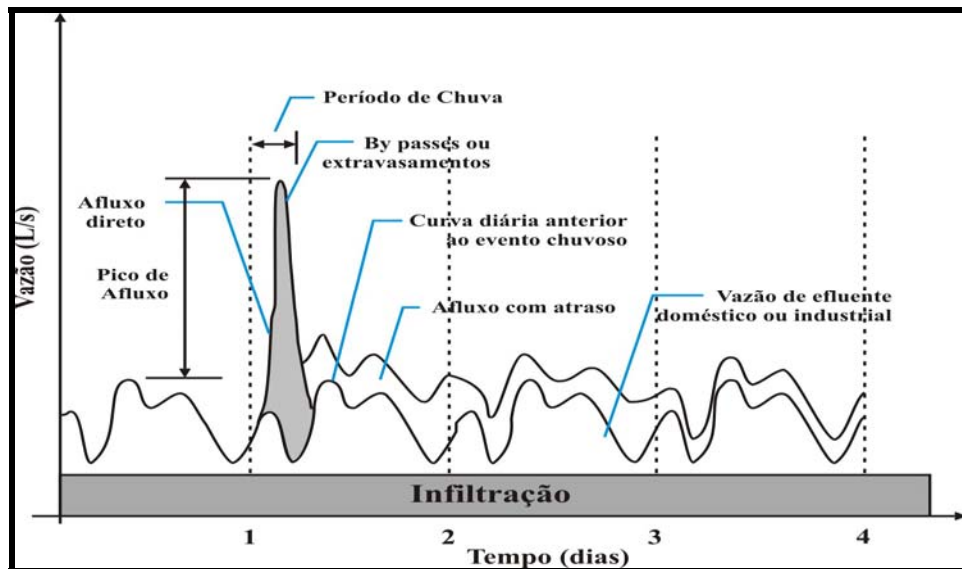


Figura 2. 10 – Identificação de infiltração e afluxo. (adaptado de Metcalf & Eddy, 1991).

O método de cálculo de infiltração de Metcalf & Eddy (1991) foi usado neste trabalho para a identificação da taxa de infiltração na rede de esgoto sanitário. É descrito na Metodologia (Capítulo 3) e também consta no capítulo de Resultados.

Azevedo Neto (1998), ao tratar do projeto e dimensionamento da rede de esgoto sanitário, define a contribuição pluvial parasitária como sendo a parcela de águas pluviais absorvida pela rede coletora de esgoto. Na mesma obra o autor, ao tratar do dimensionamento dos interceptores e emissários, faz a seguinte notação: “Para análise de funcionamento do interceptor e para o dimensionamento dos extravasores deve ser adicionada ainda à contribuição pluvial parasitária – parcela das águas pluviais absorvida pela rede coletora de

esgoto. Essa contribuição deve ser calculada com base em estudos locais. Se inexistentes pode ser adotada uma taxa de até 6 litros por segundo por quilômetro de coletor contribuinte (...).”

Almeida Neto (1990) coletou dados de vazão de água distribuída em sete pequenas comunidades situadas na região Nordeste do Estado de São Paulo, vazão de esgoto e a carga média de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) no efluente tratado. Foram coletados dados diários por um período de três meses. Sua proposta era para a identificação do coeficiente de retorno do efluente tratado e a descarga de DBO, porém somente foi identificado que nos períodos de chuva o volume de escoamento aumentava em até quatorze vezes o volume escoado, comparados comparado ao respectivo volume nos períodos não chuvosos.

Almeida Neto (1990) afirma ainda que “outro fato importante a destacar refere-se à vazão máxima de esgoto, ou vazão de pico verificada nos dias de ocorrência de chuvas. Considerando que essas vazões não são computadas para efeito de projetos, as redes coletoras não têm capacidade para suportá-las, gerando muitas vezes ocorrências de extravasão e retorno de esgotos para as moradias. Assim, enquanto a vazão média de esgotos no período foi de 11,8L/s, ocorreram picos de até 170,4L/s, 14 vezes superiores à média.” O próprio autor adverte sobre a necessidade deste importante e difícil trabalho de identificação das águas pluviais na rede de esgoto sanitário.

Mello e Reda (2004) efetuaram o monitoramento do escoamento na entrada da ETE Barueri, destacando que a carga poluidora, por exemplo, representada pela demanda química de oxigênio (DQO) e por sólidos em suspensão aumenta no início da contribuição, o que pode ser explicado pela remoção, durante a tormenta, de depósitos de parte do material sólido presente no esgoto que ocorreram na rede ao longo dos tempos de seca. Depois desse aumento, ocorre então diluição, com a conseqüente diminuição das concentrações de poluente até níveis menores que os verificados normalmente no tempo seco.

Dessa forma, o excesso de esgoto bruto seria descarregado nos rios ou corpo receptor sem tratamento adequado. Deve-se ressaltar que tal prática não traz malefícios sensíveis a vários corpos receptores nos dias de hoje, pois, diante da poluição existente, os possíveis danos que poderiam ser causados pelos acréscimos destes poluentes acabam se tornando insignificantes. No futuro, porém, se os rios ou corpos receptores estiverem recuperados, as vazões afluentes às ETEs, coletadas por redes, poderão exceder em muito as vazões máximas admissíveis às



ETEs e, assim lançadas “*in natura*” aos corpos receptores, possivelmente causarão sensíveis impactos na sua qualidade, superando sua capacidade de auto depuração e inviabilizando a continuidade de forma de vida aquática desejáveis.

Ferreira e Reda (2005) constataram que, na eventual ocorrência de extravasamento da ETE da cidade de São Bernardo do Campo, a população vizinha pode sofrer, em função da topografia, inundação de esgoto nas ruas ou dentro das casas. O conjunto de danos ambientais, sociais, econômicos e à saúde pública decorrente de tais episódios, nada desejável, pode ser evitado com melhorias no planejamento, no projeto e na operação da rede.

As águas pluviais provenientes de tormentas urbanas causam grandes impactos sociais, ambientais e econômicos ao se imiscuírem no esgoto da rede coletora; por outro lado, a aplicação na prática do sistema *separador absoluto* de coleta de esgoto sanitário (o mais usual no Brasil) não se tem demonstrado eficaz para garantir a coleta de esgoto.

Devido à falta de controle pelas operadoras do sistema nos municípios, as águas pluviais são cada vez mais encaminhadas à rede de esgoto sanitário, que não foi dimensionada para tal acréscimo de vazão nas ocorrências de pico das tormentas de chuvas.

Existe forte evidência de que, na prática, parte do sistema coletora de esgotos não esteja funcionando de modo separador absoluto. Pode-se considerar, assim, que as tubulações, órgão acessório e estações de tratamento trabalham tal como no regime de *sistema misto ou unitário*, onde parte das águas pluviais é coletada e transportada junto com os efluentes de esgoto.

Hanal (1997), em trabalho experimental, determinou a vazão de infiltração na rede coletora de esgoto sanitário da bacia do Ribeirão do Ouro, na cidade de Araraquara. Foi encontrada a taxa de infiltração variando de 0,16 e 0,19L/s/km. Os experimentos realizados foram obtidos em medições noturnas e em tempo seco.

Tsutiya (2003) efetuou monitoramento da contribuição dos efluentes de esgotos que chegam à ETE da cidade de Franca, Estado de São Paulo. Os dados coletados demonstraram que os sistemas de esgotos sanitários não funcionam como previstos nas normas brasileiras, que estabelece o sistema *separador absoluto*. Na realidade, pode-se observar que os mesmos

operam como sistema separador parcial, pois quantidades significativas de água indevida são introduzidas nas redes coletoras e nas ETEs, devido à ocorrência de chuvas.

Os resultados da pesquisa constataram que o acréscimo da vazão no período úmido em relação ao tempo seco foi de 26,76%. Os coeficientes de variação da vazão foram:  $K_1 = 5,50$ ;  $K_2 = 3,73$  e  $K_3 = 0,21$ , o que demonstra a existência de grandes variações na vazão e por sua vez no volume tratado na ETE, sendo muito superior aos valores recomendados pela norma NBR 9649 da ABNT.

A Tabela 2. 3 apresenta um resumo dos principais dados levantados por diversos autores e pesquisadores sobre a influência da contribuição de águas pluviais na rede de esgoto sanitário.

**Tabela 2. 3 – Quadro comparativo das contribuições de águas pluviais na rede de esgoto.**

<b>Autor</b>	<b>Local</b>	<b>Ano</b>	<b>Dados</b>	<b>Taxa de Contribuição de Águas Pluviais (L/s/km) de rede.</b>
Greeley & Hansen	São Paulo	1952	32% sobre QMPS	0,15
Hazen & Sawyer	São Paulo	1965	35% sobre QMPS	0,16
Des, Sursan	Rio de Janeiro	1959	6,0 L/s/km	6,0
SANESP	São Paulo	1973	6,0 L/s/km	6,0
Alonso et al	RMSP	1990	1,57 a 12,01 L/s/km	1,57 – 12,01
Pauli	São Paulo	1998	242% sobre QMPS	3,90
Mello	Santo André	2002	100 a 283% sobre QMSP	Nd
AMPI	Tatuí	1992	31% sobre QMPS	2,27
Tsutiya e Bueno	Franca	2003	26,7% sobre QMPS	2,13 a 2,2
ABNT	Brasil	1992	6,0 L/s/km	6,0
Almeida Neto	Lins	1990	144,4% sobre QMSP	Nd

\* Nd = não disponível

\* QMPS = Vazão Máxima de Período Seco.

(Adaptado de Tsutiya e Bueno, 2004).

Gehling e Benetti (2005) defendem que, por motivos econômicos e onde já existe a instalação da rede de águas pluviais nas ruas, os efluentes de esgotos devem ser transportados na mesma rede das águas pluviais. Na região sul do Brasil, existem muitas comunidades onde as redes de águas pluviais foram implantadas antes das redes coletoras de esgotos. Nestes casos é prática comum exigir-se a instalação de fossa séptica individual nos prédios, com subsequente encaminhamento dos efluentes para a rede pluvial. Por outro lado, é usual que não haja

manutenção e operação adequada das fossas sépticas; conseqüentemente, elas se tornam inoperantes ao longo do tempo.

A conseqüência desse processo é o descarte de esgotos praticamente *in natura* nas galerias de águas pluviais. Com esta prática tem-se a instalação e funcionamento de um sistema de coleta e transporte de esgoto em sistema unitário. O principal aspecto desfavorável a esta prática é o problema de mau cheiro que decorre da sedimentação e putrefação de material orgânico ao longo da rede coletora em períodos de tempo seco. Além disto, favorece o desenvolvimento de vetores indesejáveis tais como ratos, baratas e moscas que ganham acesso às vias públicas, como mostra a Figura 2. 11.

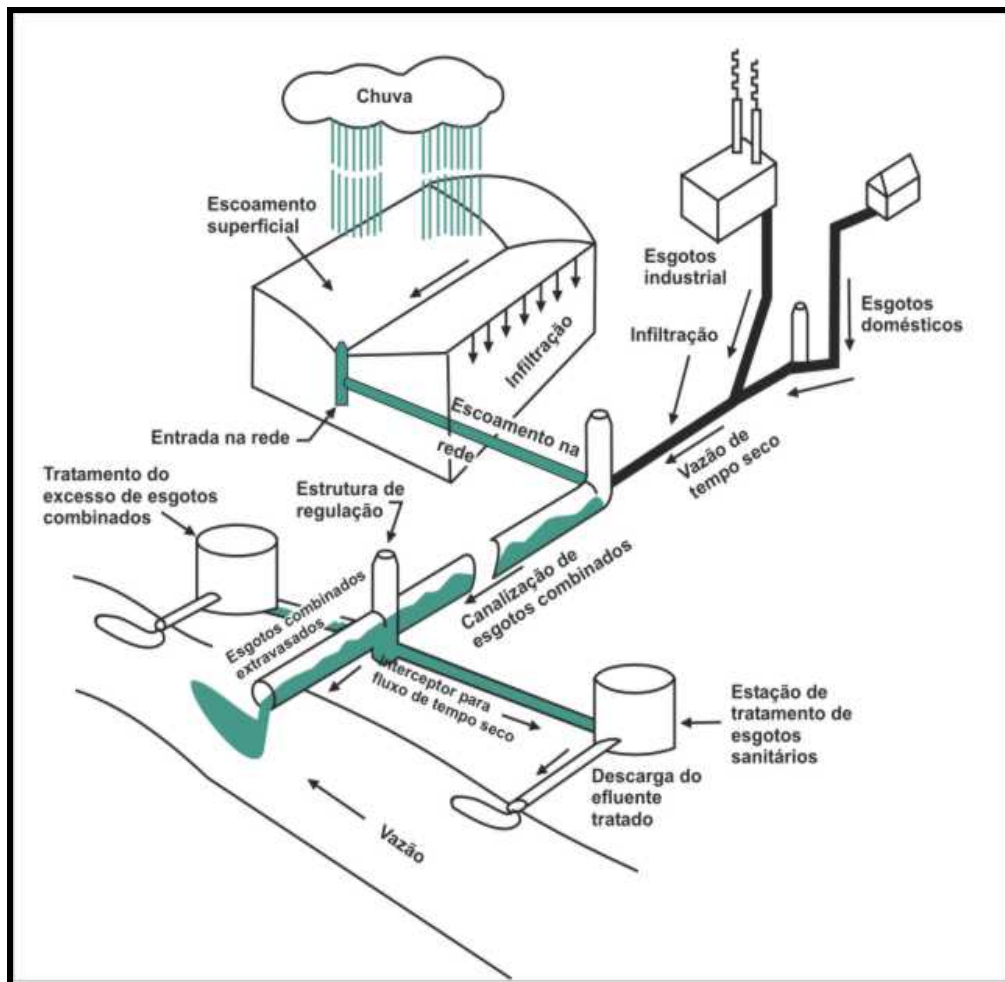


Figura 2. 11 – Componentes do sistema de esgotos combinados (Gehling e Benetti, 2005).

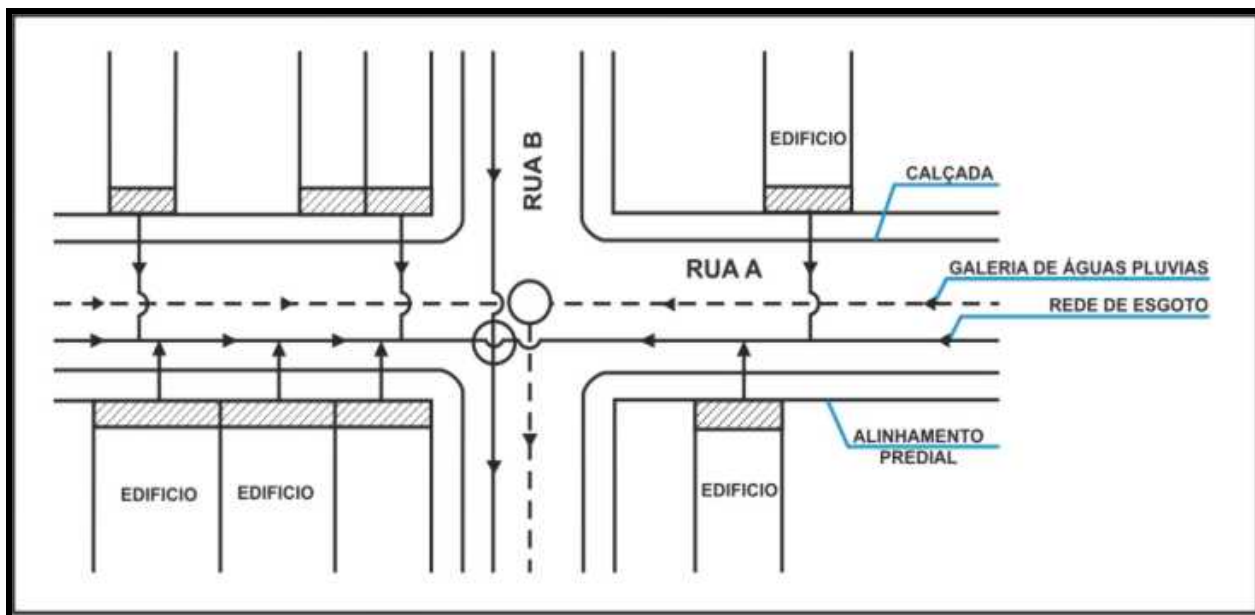


Figura 2.12 – Rede de esgoto separadora (Além Sobrinho e Tsutiya, 1999)

A interconexão das águas pluviais nas redes de esgotos sanitária não ocorre somente no Brasil. Esta questão é tema de debates nos encontros do tipo “Seminário Redes de Esgoto Sanitário e Galeria de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões”, que vêm sendo realizados no Brasil e nos demais países da América do Sul, tais como Argentina, Chile, Uruguai, Equador e Peru, promovidos pela AIDIS – Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria Y Ambiental.

Colombo (2004) apontou as questões relacionadas com a interferência e interconexão das águas pluviais na rede de esgoto sanitário na cidade de Buenos Aires, em “Distribución de caudales de tiempo seco y lluvia en la red separativa”: “En tiempo seco el caudal total que bombea Planta Wilde es de  $22\text{m}^3/\text{s}$  (Coeficiente pico diario 1.05 y horario de 1.35). En tiempo de lluvia Wilde bombea  $26\text{m}^3/\text{s}$  (Coeficiente pico diario 1.2 y horario de 1.45) y los dos desbordes de impacto pluvial vuelcan al Riachuelo aproximadamente  $6\text{m}^3/\text{s}$ .”<sup>1</sup>

Schifini (2004) discorre acerca dos problemas enfrentados na cidade de Quito, capital do Equador, “Las críticas efectuadas al Plan Maestro indican: Se mantiene el problema ambiental y sanitario de volcamientos de aguas de lluvia y cloacales a las calles. Las plantas de

<sup>1</sup> Distribuição de vazões de tempo seco e chuvoso em rede separada: Em tempo seco a vazão total que bombeia na EEE Wilde é de  $22\text{m}^3/\text{s}$  (Coeficiente máximo diário 1,05 e horário de 1,35). Em tempo de chuvoso Wilde bombeia  $26\text{m}^3/\text{s}$  (coeficiente máximo diário de 1,2 e horário de 1,45) e os dois casos causam um impacto pluvial que vertem ao Riachuelo aproximadamente  $6\text{m}^3/\text{s}$ .

tratamiento están alejadas de los centros urbanos concentrados lo que lleva en muchos casos a la instalación de interceptores largos. El número de descargas previstas para los excesos de aguas de lluvia son limitadas y los interceptores son de gran diámetro. Cuando ocurre una lluvia las aguas que transporten los interceptores serán muy diluidas y las plantas podrían ser "lavadas" y por tanto dañadas en su eficiencia. Adicionalmente, las plantas de tratamiento resultan las obras a construirse en último término, postergándose así la solución al actual deterioro ambiental y sanitario".<sup>2</sup>

Nota-se que, somente pelas exposições acima citadas, os demais países da América do Sul enfrentam o mesmo problema da interferência das águas de chuvas na rede de esgoto sanitário, comprometendo o funcionamento das EEEs e das ETEs. Da mesma forma, são também enfrentados problemas estruturais na operação do sistema de esgoto sanitário e problemas culturais pela comunidade usuária do sistema.

**Barbassa e Wright (2005)** estimaram, em tempo chuvoso, a infiltração e o afluxo devidos à precipitação (IADP) na rede de esgotos sanitários da cidade de Vallejo – CA – EUA. Os dados usados referem-se ao monitoramento de precipitação e vazão de esgotos sanitários feitos em duas estações de chuvas, de 1998-1999 e de 2000-2001. Desenvolveram dois modelos de hidrogramas unitários da resposta hidrológica da rede de esgotos sanitário à precipitação às medidas de IADP. Um modelo foi baseado na estimativa de parâmetros com mínimos quadrados ordinários em regressão múltipla (MQO) e outro empregando programação linear com restrições (PL).

O modelo MQO não possui restrições e por isso as ordenadas do hidrograma unitário podem assumir valores negativos, entretanto estes valores não possuem significado físico para a maioria dos sistemas de esgotos sanitários sob inundação devido às altas taxas de IADP. Respostas negativas de IADP ("exfiltração" ou saída de esgoto da rede) são atípicas para a maioria das áreas influenciadas por IADP e por isso não foram aqui consideradas. Os modelos de hidrograma unitário (HU) para este estudo usaram 500 intervalos de tempo de uma hora.

---

<sup>2</sup> As críticas efetuadas ao Plano Diretor indicam: Mantém-se o problema ambiental e sanitário de vertimento de águas de chuva e de esgoto nos bueiros nas ruas. As estações de tratamento estão distantes dos centros urbanos concentrados, o que leva em muitos casos à instalação de grandes interceptores. O número de descargas previstas para os excessos de águas de chuva é limitado e os interceptores são de grande diâmetro. Quando ocorre uma chuva as águas que transbordam dos interceptores serão muito diluídas e as plantas poderiam ser lavadas e, portanto, comprometida sua eficiência. Adicionalmente, as estações de tratamento resultam em obras a construir-se por ultimo, postegando-se assim a solução da atual deterioração ambiental e sanitária.

Então se trabalhou com 500 variáveis dependentes, para capturar as respostas da precipitação, normalmente longas. Para a fase de calibração de dados usaram-se dados de uma estação chuvosa e, para a validação do modelo calibrado, dados da segunda estação chuvosa. Os resultados indicaram que o hidrograma unitário estimado pelo MQO apresentou menores erros que o HU desenvolvido usando PL com restrições.

Na fase de validação, entretanto, o HU obtido por PL mostrou menor taxa de erro que o HU obtido por MQO. Acredita-se que o MQO produza uma super-calibração pela existência de ordenadas negativas do HU. É possível então que modelos altamente calibrados produzam erros maiores que modelos “menos” calibrados. Concluem ainda os autores que regressão múltipla com MQO pode ser usada por engenheiros, entretanto as limitações do método podem aumentar os erros quando aplicados à períodos não calibrados. O método com PL permite que sejam configuradas diferentes restrições, representando limites realísticos físicos do sistema ou limitações específicas do local de interesse.

## **2.7 – Definição dos componentes do hidrograma de esgotos sanitários**

A sobrecarga na rede de esgotos sanitários, parcela do hidrograma de esgotos sanitários é denominada no Brasil de águas parasitárias. Pereira (2003) introduziu as mesmas definições e nomenclatura de Metcalf & Eddy (1991), já revistas neste capítulo.

Barbassa (2006) apresenta o hidrograma de esgotos sanitários tendo dois componentes básicos: o escoamento de base e o escoamento da sobrecarga na rede de esgotos sanitários. As definições do escoamento de base e da sobrecarga, os seus componentes, suas origens e inter-relações, a seguir descritas, foram obtidas do referido trabalho.

“O escoamento de base é formado pela infiltração de águas subterrâneas (IAS) e pelo escoamento de esgotos sanitários (ES). Os esgotos sanitários originam-se de residências, de edifícios comerciais, industriais e públicos. Sua variação temporal pode ser durante o dia, a semana e mesmo entre estações. A IAS é influenciada pelo nível do lençol freático e pela profundidade da rede de esgoto. É um processo de longa duração, geralmente constante para vários dias, mas pode variar em períodos

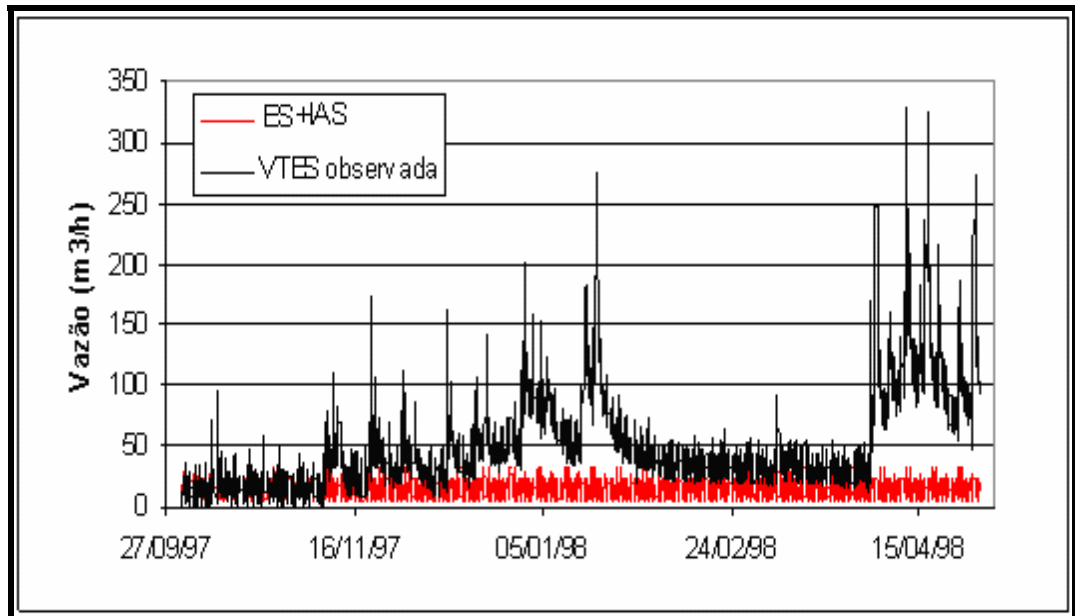
de semanas ou meses. A IAS pode ser relevante dependendo das características do solo e do material de preenchimento das valas de assentamento da rede. A IAS penetra na rede de esgotos sanitários pelas juntas de tubos deterioradas, paredes de poços de visita, quebras ou perfurações dos tubos, etc. O escoamento de esgotos sanitários e a IAS, componentes do escoamento de base, podem ser separados obtendo-se o escoamento de esgotos sanitários em períodos de secas prolongadas e subtraindo-o do escoamento em períodos sem precipitação da estação das águas.

A sobrecarga na rede de esgotos sanitários origina-se da infiltração e do afluxo devidos à precipitação (IADP). A parcela de infiltração da IADP corresponde à entrada de água, a princípio, pelo escoamento sub-superficial na rede de esgotos sanitários. O escoamento sub-superficial caracteriza-se por penetrar no solo e reaparecer nos canais ou condutos por longos períodos. Ele difere do escoamento subterrâneo, mas sua distinção é muito difícil, principalmente em áreas com nível de lençol freático elevado. Por isso o escoamento sub-superficial pode ser classificado como parcela de IADP ou como IAS. A infiltração pode então incluir IAS. Esta parcela é responsável por pequenos picos de vazão no hidrograma e tem recessão lenta, entretanto caso o material de preenchimento das valas da rede for propício ao escoamento em meio poroso pode-se ter uma resposta mais rápida. Esta entrada de água ocorre pelas falhas nas redes de condutos, conexões, poços visita, etc.

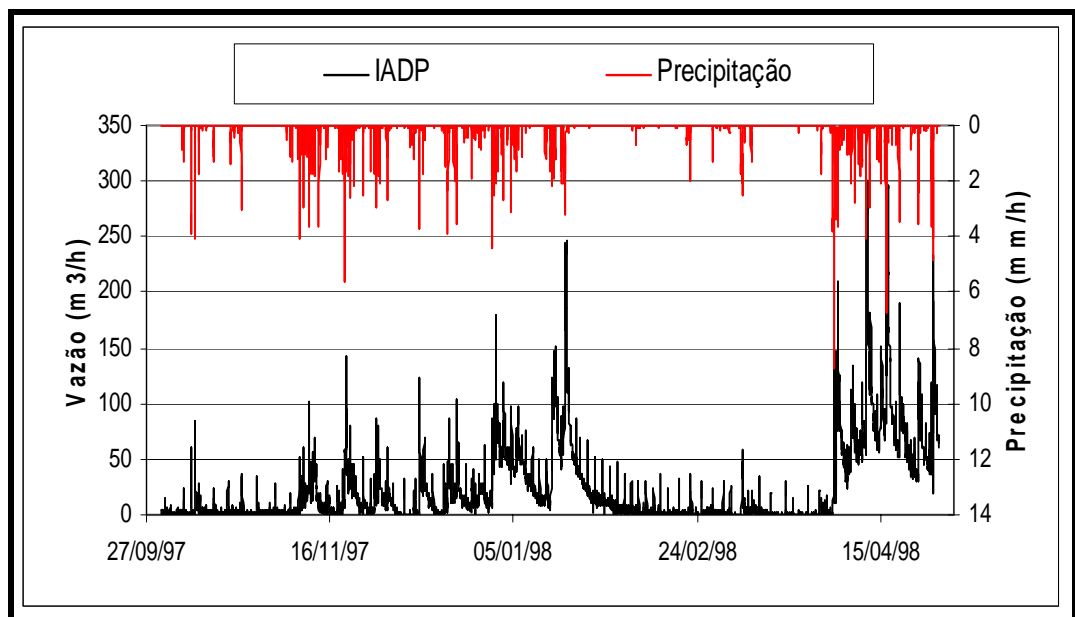
A parcela de afluxo da IADP diz respeito à descarga de águas pluviais diretamente na rede de esgotos sanitários, por meio de tubulações que drenam águas pluviais de telhados, quintais, defeitos em tampões, poços de visita, etc. O afluxo de águas pluviais causa acentuada vazão de pico e uma recessão rápida.

A IADP é isolada subtraindo o escoamento em tempo seco da rede de esgotos sanitários do escoamento em tempos chuvosos, sendo possível haver alguma IAS. O afluxo pode ser a parte mais importante da IADP (aí o hidrograma terá as características citadas), como também ser dominado pela infiltração ou, ainda, ambos os tipos de contribuições podem ser igualmente relevantes na IADP. Embora infiltração defira de afluxo e não o inclua, infiltração e afluxo são trabalhados em muitos modelos sem distinção ou separação. Somente modelos mais sofisticados conseguem, estimativamente, separar a infiltração do afluxo. Geralmente a vazão

total de esgotos sanitários é separada em dois componentes, o escoamento de base e a IADP, a qual é modelada por diversos métodos, alguns deles descritos a seguir. A separação é feita subtraindo o hidrograma de esgotos sanitários em tempos secos do hidrograma de esgotos sanitários em períodos chuvosos. A Figura 2.13 ilustra a vazão total de esgotos sanitários e o escoamento de base ou escoamento de períodos secos. A Figura 2.14 ilustra a sobrecarga ou IADP isolada para uma bacia real.”



**Figura 2. 12** - Hidrogramas da vazão total de esgotos sanitários observados (linha preta) e do escoamento de tempo seco (ES + IAS) (linha vermelha), exemplos de bacia real. (Barbassa, 2006).



**Figura 2. 13** – Hidrograma de IADP e respectivo hietograma, exemplos de bacia real. (Barbassa, 2006)



## 2.8 – Considerações finais

Como podem ser observados, os sistemas de drenagem urbana, de água potável e de esgotamento sanitário e também o sistema de resíduos urbanos (embora não faça parte desta pesquisa) não pode ser tratado isoladamente. A “água”, elemento comum em todos os sistemas é a “matéria prima” de todos eles. A água captada nos mananciais, na superfície ou no subsolo, após o uso pela comunidade, deve ser devolvida à natureza nas condições mais próximas possível de seu estado original.

O funcionamento do sistema de esgotamento sanitário não pode interferir no funcionamento do sistema de drenagem urbana, da mesma forma como o sistema de drenagem urbana também não pode interferir no funcionamento do sistema de esgotos sanitários.

Desta forma, a bibliografia consultada justifica a realização da pesquisa em questão, na medida em que as problemáticas abordadas pelos atores acerca do sistema de esgoto sanitário convergem com as inicialmente apresentadas, como será demonstrado a seguir.

A revisão bibliográfica apresentada leva a uma reflexão aprofundada da importância e inter-relação dos três sistemas fundamentais de saneamento básico, água, esgoto e drenagem. A rede de abastecimento de água leva até a comunidade qualidade de vida e conforto, sendo que a quantidade de água necessária para abastecimento é determinada em função da população a ser atendida.

A função do sistema de drenagem urbana — mais especificamente a rede de galeria de águas pluviais — é prevenir o desconforto e até mesmo promover a segurança da população no espaço urbano ocupado. Como exposto por Azevedo Netto (1998), a rede de drenagem torna-se necessária em função da quantidade de chuva precipitada em um determinado tempo. Uma parcela desta chuva precipitada é escoada pela superfície, desencadeando um processo conhecido como escoamento superficial direto. As estruturas hidráulicas necessárias para a condução desta parcela de chuva escoada pelos telhados, quintais, sarjetas e ruas são dimensionadas por diversas metodologias, sendo a mais usual em drenagem urbana o método racional. Assim, de acordo com Tomaz (2001), as águas de chuva devem ser conduzidas até o

lançamento nos córregos, rios ou canais em condutos próprios e sem a interferência dos outros sistemas do saneamento.

Segundo Barros et al. (1995), o sistema de esgotamento sanitário, sua quantificação de vazão e volume produzido são desenvolvidos em função da quantidade de água consumida pela população. Ademais, todo esgoto sanitário produzido pela população deve ser coletado e conduzido por redes de coleta própria, não havendo interferência nos outros sistemas. Existem águas estranhas cujo lançamento é permitido na rede de esgoto. Essas águas são denominadas águas de infiltração lenta.

A NBR 9649 da ABNT estabelece os parâmetros básicos para a elaboração do projeto do sistema de coleta de esgoto sanitário e a NBR 568 da ABNT recomenda que nos projetos de interceptores e coletores de esgoto 6,00 litros por segundo por quilômetro de contribuição pluvial parasitária devem ser adicionados à vazão final para análise de funcionamento do interceptor e para o dimensionamento dos extravasores. Esta contribuição de vazão adicional não é justificada ou identificada às origens destes parâmetros.

Por sua vez, Azevedo Netto (1998) também recomenda esta vazão adicional de 6,00 litros por segundo por quilômetro de interceptor. Novamente é indicada esta vazão a ser adicionada no dimensionamento do projeto de esgoto sanitário, sem qualquer indicação de onde este número teve sua origem. Além Sobrinho e Tsutiya (1999) e Fernandes (1997) também recomendam o acréscimo desta vazão adicional no dimensionamento dos coletores tronco sem terem demonstrado ou citado a origem deste valor, talvez por recomendação da norma técnica citada.

A partir desta afirmação citada pelos autores e na NB 568/1989, percebe-se a necessidade de se conhecer e determinar um índice confiável de contribuição das águas pluviais na rede de esgoto sanitário; a não adoção deste índice pode acarretar um sub- ou super-dimensionamento de todo sistema de coleta, transporte e tratamento de esgoto sanitário, como dito neste capítulo de revisão bibliográfica.

Por razões econômicas, Gehling e Benetti (2005) propoem um sistema de esgotamento sanitário contrário à NB 568/1989. Esse posicionamento é balizado em pesquisa realizada no sul do Brasil, em cidades onde existem galerias de águas pluviais e estão ausentes redes de

esgoto sanitário. Dessa forma aqueles autores propõem a adoção do *sistema unitário* de coleta de esgoto sanitário. No entanto, o *sistema unitário* por eles proposto apresenta várias conseqüências. Dentre elas destacamos o mau cheiro produzido nas vias públicas vindo através das bocas-de-lobo e o comprometimento dos corpos receptores.

A metodologia adotada por Metcalf & Eddy (1991) para a identificação e determinação da sobrecarga na rede de esgoto sanitário propõe parâmetros para classificação do dia chuvoso significativo, dia úmido, dia chuvoso não significativo e dia seco. Propõe também formulações matemáticas para o cálculo do índice de infiltração de água nas redes coletoras de esgoto e para o cálculo da variação da vazão de pico quando da ocorrência da sobrecarga na rede de esgoto sanitário.

A sobrecarga na rede de esgoto sanitário em conseqüência das águas de chuva lançadas indevidamente no sistema de esgoto sanitário não ocorre somente no Brasil. Colombo (2004) e Schifini (2004) apontaram que tal prática e conseqüências também ocorrem em outros países da América do Sul.

Os diferentes valores obtidos por vários autores em diversas épocas acerca da variação dos índices da taxa de contribuição de águas pluviais na rede de esgoto resumida na Tabela 2.4, por si só, demonstra e justifica a realização desta pesquisa e dissertação de mestrado. Assim, para dar continuidade a esta empreitada, adotou-se a metodologia proposta por Metcalf & Eddy (1991) para a classificação dos dias com eventos de chuva significativo, do dia com evento de chuva não significativo, dia úmido e dia seco. A obtenção da taxa de infiltração lenta será determinada pela metodologia de Metcalf & Eddy (1991), detalhada no próximo capítulo.

A sobrecarga da rede de esgoto, que neste trabalho foi denominada de IADP – infiltração e afluxo devidos à precipitação foi determinada com a identificação dos eventos de chuva e sua magnitude e com os eventos de esgoto em período de tempo seco e em período de tempo chuvoso significativo como detalhado nos próximos capítulos.

### 3. METODOLOGIA

O estudo da influência das águas pluviais sobre o sistema de esgotos sanitários requer o relacionamento das interferências e interconexões em todas as etapas envolvidas nos sistemas de água potável, esgoto sanitário e drenagem pluvial.

Para se conseguir os objetivos propostos foi necessário monitorar a precipitação pluviométrica e a vazão de esgoto; obter informações sobre a bacia contribuinte, conhecer as extensões, a idade das redes e os tipos de materiais construtivos da rede de esgoto, além de colher informações do sistema de abastecimento de água, em especial sobre o percentual do município atendido por rede de abastecimento de água, a quantificação do volume mensal fornecido e o número de domicílios atendidos pelo sistema de água.

Neste trabalho foram usadas as seguintes definições:

- IADP – Infiltração e afluxo devidos à precipitação entendidos como sobrecarga na rede de esgoto sanitário.
- IAS – Infiltração de água subterrânea.
- VAZÃO DE TEMPO SECO – Escoamento de base formado pelo escoamento de esgoto e a infiltração da água subterrânea.
- VAZÃO TOTAL DE ESGOTO SANITÁRIO – escoamento de base (IAS + esgoto) + IADP.

#### 3.1 – Característica do local de estudos

Dada a complexidade da pesquisa e a falta de estudos sistemáticos sobre a influência das águas de chuva na rede de esgoto sanitário, optou-se por monitorar uma comunidade de pequeno porte, localizada em uma única bacia hidrográfica, servida por rede de coleta de esgoto sanitário e possuindo um único local para o lançamento dos efluentes de esgoto, facilitando tanto a medição de campo quanto a identificação dos principais fatores que interferem no processo. Enquadrou-se nestas características o município de Borborema, no Estado de São Paulo.

Características do município: “A cidade de Borborema está localizada na região centro-oeste do Estado de São Paulo, Latitude 21 ° 37’ 30” e Longitude 49° 03’ 45” (Figura 3. 1), altitude média de 450,00 metros, distante 380km da capital paulista, ocupa uma área urbanizada de 3,5km<sup>2</sup> e segundo o censo do IBGE (2000) a cidade contava com uma população total de 13.173 habitantes, sendo 10.832 habitantes na zona urbana e 2.341 na zona rural. A taxa de crescimento projetada pelo IBGE é de 1,39% para a cidade de Borborema, atualizando os valores da população para o ano de 2005. A cidade conta neste ano de 2005 com 14.115 habitantes, sendo 11.607 na zona urbana e 2.508 na zona rural.

Borborema desenvolveu-se ao longo do Córrego Fugido e do Córrego Sapé; dentro da malha urbana, estes córregos foram retificados tendo seu leito em formato trapezoidal, revestidos em grama na maioria da sua extensão.

A zona urbanizada da cidade é servida 100% com rede de água potável através de captação superficial e por poço tubular profundo; 99% da população é atendida por rede de coleta de esgoto sanitário, do qual 100% recebe o adequado tratamento na ETE – Estação de Tratamento de Esgoto. Os sistemas de abastecimento de água potável e esgotamento sanitário são explorados pela própria administração municipal. O sistema viário da cidade conta com uma extensão de 60km, dos quais aproximadamente 80% são pavimentados. A área urbanizada da cidade de Borborema totaliza 3,50km<sup>2</sup> em um formato regular e concentrado, não existindo grandes vazios urbanos dentro dela.

Borborema possui plano diretor urbanístico elaborado no ano de 1974, porém o mesmo está em desuso e não possui plano diretor de drenagem urbana. O parcelamento do solo e o código de edificações são regidos pela Lei Estadual n<sup>o</sup> 12.972/78, a qual prevê em seu texto legal a proibição do lançamento das águas de chuva proveniente dos telhados e dos quintais na rede de esgoto sanitário. A fiscalização municipal não exerce uma atuação efetiva quanto à regularidade do lançamento das águas de chuva na rede de esgoto sanitário e em consequência desta postura não tem um controle ou números estatísticos sobre este costume local.

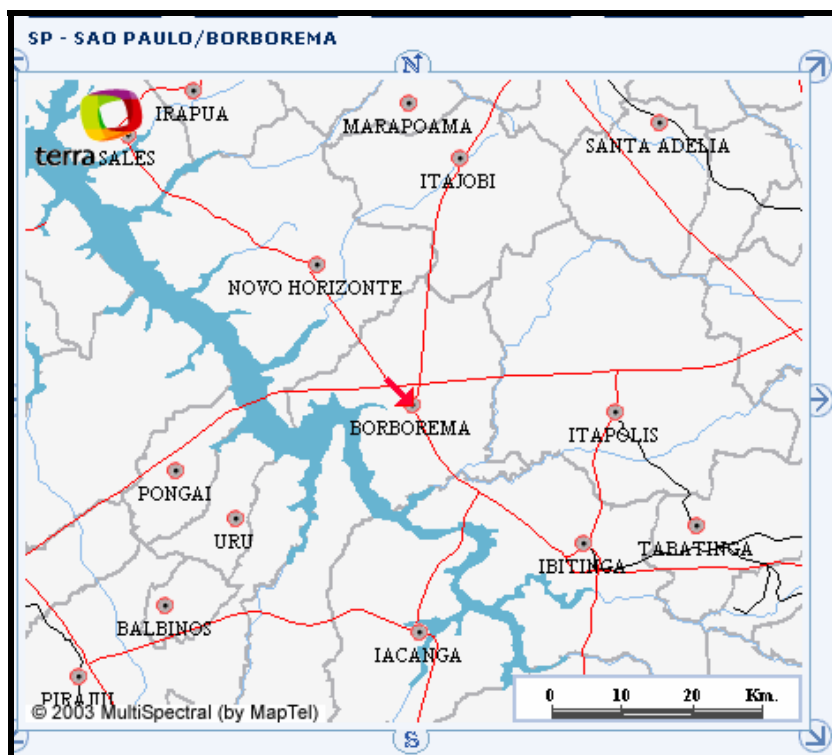


Figura 3.1 – Localização da cidade de Borborema. ([www.mapas.terra.com.br](http://www.mapas.terra.com.br), 2006)

### 3.1.1 – Sistema de água e esgoto de Borborema

O sistema de coleta e transporte de esgoto sanitário conta com uma extensão de 58,75km de redes coletoras, construídas em manilha de barro cerâmico com idade aproximada de 30 anos e coletor tranco construído em manilhas de barro cerâmico com idade aproximada de 5 anos. Deste total 2,70km correspondem ao coletor tronco e 56,05km correspondem à rede coletora de esgoto. Todo efluente de esgoto gerado na cidade é coletado e transportado até a EEE – Estação Elevatória de Esgotos, localizada às margens do Córrego Fugido na qual é recalado até a ETE, conforme Figura 3.2.

O Departamento de Água e Esgoto do Município de Borborema forneceu os relatórios mensais demonstrando as características da tarifação do sistema de abastecimento de água do município dos meses de janeiro a dezembro de 2005. Com os dados fornecidos, foi elaborada a Tabela 3.1 demonstrando a situação do consumo mensal de água pela população da cidade naquele período.

**Tabela 3. 1 – Consumo mensal de água no município de Borborema – ano 2005.**

<b>Mês/ano</b>	<b>Numero Ligações*</b>	<b>Consumo Faturado (m<sup>3</sup>/mês)*</b>	<b>Consumo Medido (m<sup>3</sup>/mês)*</b>	<b>Variação Mensal Cons. Medido (%)</b>	<b>Consumo por Ligação (m<sup>3</sup>/lig/mês)</b>	<b>Precipitação Mensal (mm)</b>
Jan./2005	4.379	87.624	70.438		16,09	88,69**
Fev./2005	4.242	85.220	69.197	-1,76	16,31	57,26
Mar./2005	4.277	88.246	72.142	4,25	16,87	107,22
Abr./2005	4.293	88.855	73.536	1,93	17,13	0
Mai./2005	4.034	81.875	67.651	-8,00	16,77	0
Jun./2005	4.279	88.479	69.054	2,07	16,14	0
Jul./2005	4.280	82.447	65.582	-5,02	15,32	3,78
Ago./2005	4.274	83.200	66.250	1,01	15,50	0
Set./2005	4.256	88.810	74.342	12,21	17,47	20,22
Out./2005	4.241	85.750	70.719	-4,87	16,68	66,18
Nov./2005	4.262	87.403	72.256	2,17	16,95	60,46
Dez./2005	4.270	85.235	69.666	3,58	16,32	171,18
<b>Média anual</b>	<b>4.257</b>	<b>86.095</b>	<b>70.069</b>	<b>0,29</b>	<b>16,46</b>	

Fonte: \* Prefeitura de Borborema (2005) - \*\* Coleta parcial

Toda vazão de esgoto produzida na malha urbanizada da cidade de Borborema é encaminhada por gravidade através da rede de coleta de esgoto e pelo coletor tronco até a Estação Elevatória de Esgoto – EEE, localizada às margens do Córrego Fugido, como demonstrado na Figura 3.3. A EEE é composta por uma caixa de gradeamento com largura de 1,50m, um poço-pulmão construído em alvenaria estrutural com largura interna de 4,60m, comprimento interno de 6,60m e profundidade de 3,80m, um poço elevatório onde está instalado o conjunto moto-bomba de 40HP de potência e vazão nominal igual a 240m<sup>3</sup>/hora. O poço elevatório foi construído em concreto pré-moldado em formato cilíndrico e regular, com diâmetro interno de 4,00 metros e profundidade de 4,96m. Completando o sistema de recalque da EEE, também está instalado o quadro de comando de acionamento e funcionamento das bombas e demais acessórios do sistema elevatório.

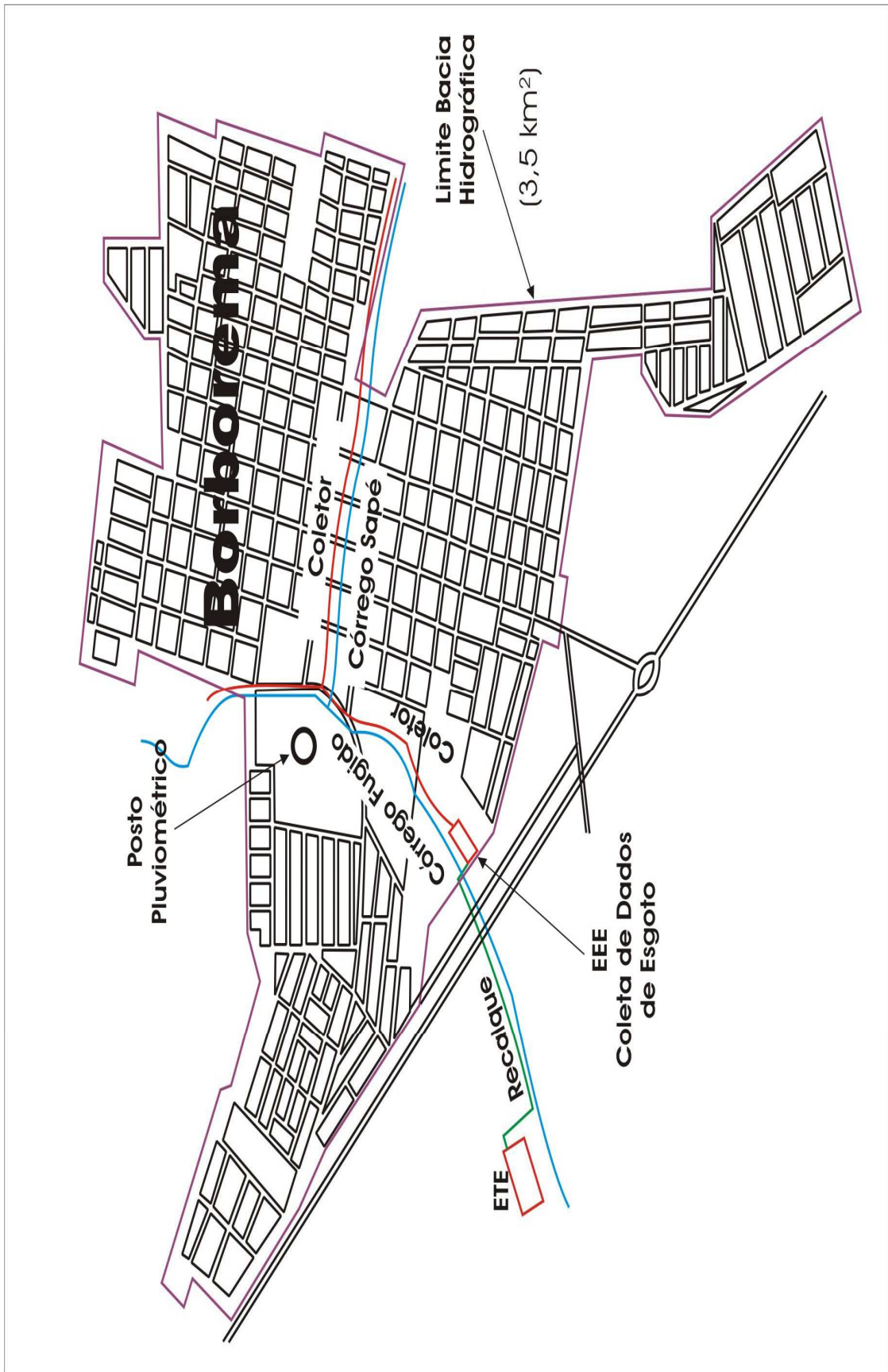


Figura 3. 2 – Mapa da cidade de Borborema (Adaptado da Prefeitura Municipal de Borborema, 2005)



### 3.2 – Coleta de dados de chuva

A localização do pluviógrafo é mostrada na Figura 3.2 e a montagem na Figura 3.3. Para a realização da pesquisa, foi necessária a coleta dos dados de chuva a cada 2 (dois) minutos, com a instalação do pluviógrafo eletrônico e os dados armazenados no “*datalogger*”. A instalação do pluviógrafo eletrônico deu-se no pátio do almoxarifado da prefeitura, onde já estava instalado um pluviômetro mecânico, usado para conferência dos dados registrados no pluviograma.

Foram observadas e anotadas todas as ocorrências pluviométricas existentes durante o período estabelecido pela pesquisa. Os dados de chuvas coletados foram selecionados e classificados em seqüência de data e hora da precipitação e, posteriormente, agrupado com os dados de vazão de esgotos coletados.



**Figura 3.3** – Pluviógrafo e pluviômetro instalados em Borborema/SP.

Foram coletadas informações dos eventos de chuva, com registro destes eventos a cada dois minutos. Os eventos de chuva, assim como os eventos de esgoto, foram amostrados no período compreendido entre o dia 5 de outubro de 2005 e 31 de janeiro de 2006. Os dados foram organizados de forma a associar os eventos de chuva com os eventos do escoamento dos efluentes de esgoto medidos na calha Parshall. Os eventos de chuva estão resumidos na Tabela 3.2.

**Tabela 3. 2 – Tabela de coleta de eventos de chuva – outubro2005 a fevereiro/2006.**

Data	Altura de Precipitação (mm)	Data	Altura de Precipitação (mm)	Data	Altura de Precipitação (mm)	Data	Altura de Precipitação (mm)	Data	Altura de Precipitação (mm)
outubro-05		novembro-05		dezembro-05		janeiro-06		fevereiro-06	
5-out-05	3,77	17-nov-05	4,32	1-dez-05	20,32	2-jan-06	25,15	4-fev-06	3,89
10-out-05	0,25	18-nov-05	0,76	2-dez-05	29,21	3-jan-06	23,88	7-fev-06	2,51
11-out-05	6,43	19-nov-05	10,67	4-dez-05	4,06	4-jan-06	51,56	8-fev-06	50,38
15-out-05	6,51	23-nov-05	3,56	5-dez-05	41,91	5-jan-06	21,84	9-fev-06	5,15
19-out-05	13,92	24-nov-05	2,54	6-dez-05	4,32	6-jan-06	2,03	10-fev-06	60,40
21-out-05	1,06	25-nov-05	17,78	9-dez-05	1,27	7-jan-06	2,03	11-fev-06	47,86
22-out-05	8,84	26-nov-05	3,05	17-dez-05	48,51	9-jan-06	1,02	12-fev-06	12,74
26-out-05	1,33	29-nov-05	17,02	18-dez-05	11,43	18-jan-06	4,06	14-fev-06	23,89
29-out-05	20,28	30-nov-05	0,76	23-dez-05	0,25	19-jan-06	4,06	14-fev-06	
31-out-05	3,79			24-dez-05	0,25	20-jan-06	25,14	15-fev-06	
				25-dez-05	0,25	25-jan-06	3,81	16-fev-06	
				31-dez-05	9,40	26-jan-06	2,03	17-fev-06	
						27-jan-06	25,40	18-fev-06	
						28-jan-06	1,27		
						29-jan-06	34,04		
<b>Total</b>	<b>66,18</b>	<b>Total</b>	<b>60,46</b>	<b>Total</b>	<b>171,18</b>	<b>Total</b>	<b>227,32</b>	<b>Total</b>	<b>206,82</b>

### 3.3 – Coleta de dados de esgoto sanitário

O mapa esquemático da Figura 3. 2 mostra os locais onde foram instalados os equipamentos de monitoramento de vazão e precipitação utilizadas para obtenção das contribuições discretizadas nas áreas de estudo. Estas áreas de estudo correspondem a uma única bacia de contribuição do esgotamento sanitário e das precipitações pluviométricas.

A informação da vazão de esgoto sanitário — produzido e escoado pela rede coletora de esgotos — foi monitorada com a construção de uma calha Parshall em alvenaria e concreto ao longo do coletor tronco de esgotos e a montante do poço de sucção da EEE. A calha Parshall foi construída dentro da área da EEE, conforme Figura 3.4. Optou-se pela construção da calha Parshall com largura da garganta de  $1\frac{1}{2}$ ’, pois a rede existente em manilha de barro cerâmico de diâmetro 350mm estava em carga e em funcionamento. Após a conclusão da construção da calha Parshall foi removido o trecho existente de rede em manilha de barro cerâmico. A Figura 3. 4 apresenta a EEE em vista panorâmica e a Figura 3.5 em planta e em perfil.

Para a instalação e funcionamento dos equipamentos de medição e monitoramento da vazão afluente à EEE, foi necessária a desativação do sistema de gradeamento existente, pois, com a grade instalada, a lâmina de escoamento do esgoto afluente sofria interferência de remanso causado pela grade de retenção de sólidos suspensos no esgoto. Além disto, foi construído e instalado um sistema de cesto metálico para a coleta dos sólidos em suspensão no esgoto

afluente à EEE. Devido à instalação deste cesto realizou-se uma nova regulagem das alturas de liga e desliga de acionamento das bombas de sucção.



**Figura 3. 4 - Vista panorâmica da EEE.**

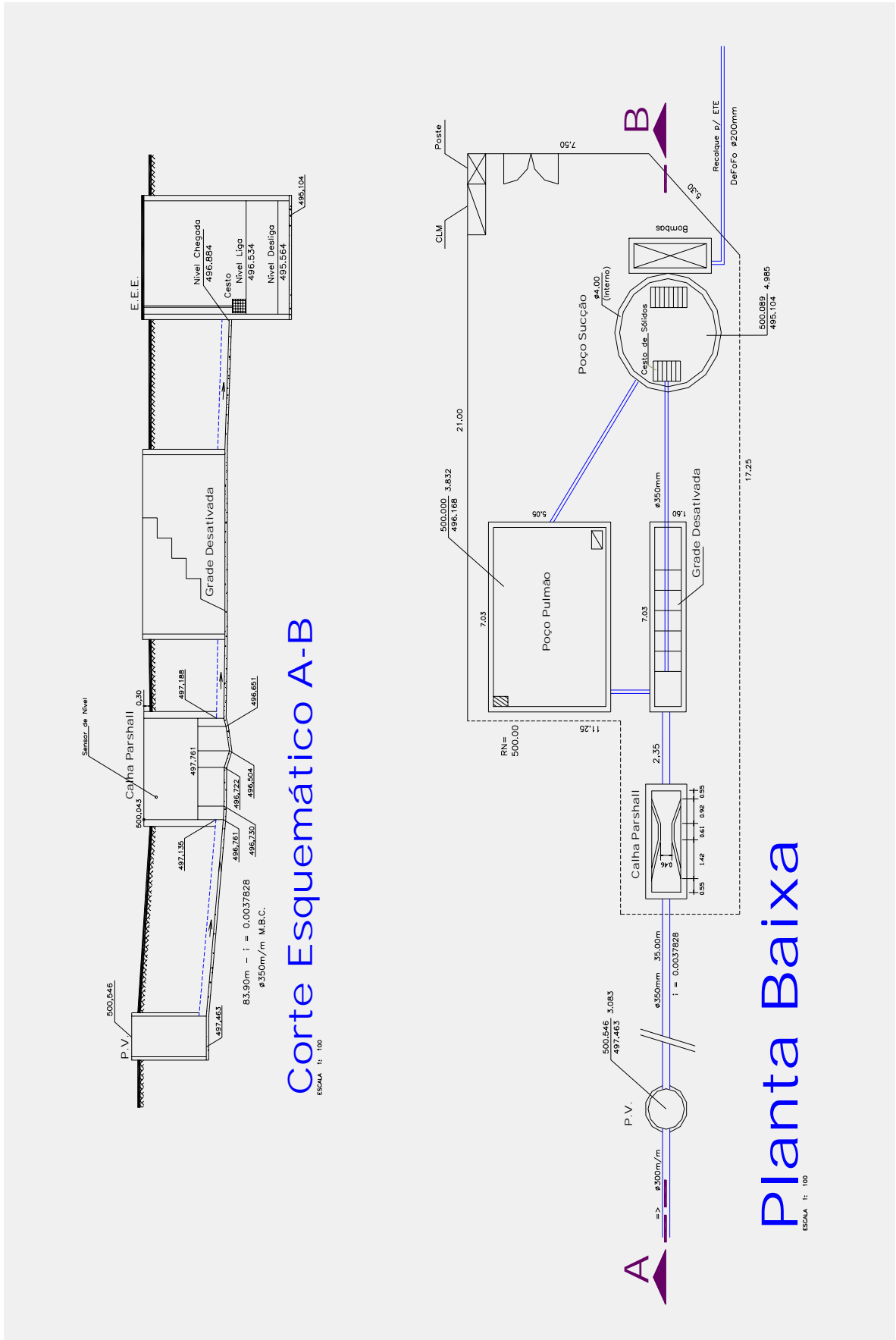


Figura 3. 5 - Planta e perfil Cadastral da EEE da Cidade de Borborema.

As características de funcionamento dos equipamentos de medição e coleta de dados do esgoto sanitário afluyente são:

**Sensor de Nível** – Transdutor ultra-sônico que emite uma onda de som que incide na superfície do esgoto e é refletida como um eco. O tempo de trânsito ou retorno é medido e a distância ao objeto refletor é convertida eletronicamente em uma indicação de distância. Esta distância é então convertida em nível da lâmina do efluente (Figura 3.5).

**Conversor** – Dispositivo micro-processador que recebe sinal do sensor de nível (medição da altura da lâmina), convertendo em vazão e totalização de volume, em função das características da calha; embora o equipamento possua esta opção de configuração, o mesmo foi configurado para registrar somente a altura da lâmina do afluyente escoado.

**Coletor de dados** – Dispositivo micro processado que recebe sinais digitais ou analógicos de algum equipamento e converte em vazão ou volume. Os dados são armazenados na memória do equipamento.

Foi instalado um sensor de nível, composto de sensor ultra-sônico conforme Figura 3.5, conversor e coletor de dados que tem capacidade de medir esgotos sanitários em temperatura ambiente em calhas Parshall com larguras da garganta de 1½'. Os equipamentos instalados têm as seguintes características:

- Sensor de Nível marca Nivelco Modelo STP-390-1
- Datalogger Modelo 585 – LGBOX – Nivetec
- Protetor elétrico de surto de energia elétrica, modelo: 250-PKBE-110-220VCA-12KA – Nivetec.

O conversor tem as seguintes características:

- Grau de proteção IP65;
- Micro-processador;
- Capacidade de linearização da vazão em função da altura da lâmina;
- Memória de programa e registro de dados (totalização) não volátil;
- Totalização com dispositivo para “reset”;
- Saída analógica (4-20mA) e digital.

- Protetor contra surtos elétricos, dimensionados de acordo com a tensão nominal do equipamento:
  - na linha de alimentação elétrica do conversor;
  - na linha de alimentação entre o conversor e o sensor.



**Figura 3. 6** – Sensor de nível ultra-sônico



**Figura 3. 7** - Esquema de instalação do medidor ultra-sônico de vazão

Nas Figuras 3.6 e 3.7 são mostrados a instalação e o funcionamento dos equipamentos de medição, armazenamento e processamento de dados.

O sensor de nível ultra-sônico foi instalado no trecho convergente a  $2/3$  da garganta estreita, em suporte com rigidez suficiente para evitar vibrações, devidamente nivelado e centralizado no eixo da calha; o conversor foi instalado em local protegido contra intempéries e descargas elétricas.

O sensor de nível instalado na calha Parshall efetua leitura direta do nível do afluente escoado a cada 5 segundos e o “*datalogger*” foi configurado para armazenar e registrar estas informações a cada 12 minutos, armazenando a média geométrica das leituras obtidas a cada 5 segundos pelo sensor de nível.

### **3.3.1 – Aferição da calha Parshall**

A medida de nível do esgoto afluente foi realizada na calha Parshall construída “in loco” conforme descrito no item anterior. Não foi possível aplicar a equação da calha Parshall indicada por Azevedo Netto (1998) pelo fato de que durante a construção da calha ocorreram algumas distorções e variações nas medidas padrões indicadas por Delmée (1982); optou-se



em fazer uma calibração da calha monitorando o nível do afluente (NA) escoado pela calha Parshall e o volume armazenado no poço de sucção no mesmo instante da medição do nível.

Esta relação entre NA e vazão foi construída medindo-se a vazão diretamente, usando para a medida o volume do poço de sucção da EEE. O poço conforme descrito no item 3.1 é pré-moldado, cilíndrico, regular, com 4,00m de diâmetro interno. Para medir o volume do afluente no poço de sucção foi instalada uma régua graduada flutuante, conforme mostrado na Figura 3.8, com base na qual pode ser observado o tempo de enchimento do poço de sucção e observada a altura de variação de nível do poço de sucção da EEE.



**Figura 3. 8** – Régua graduada para monitoramento da vazão na calha Parshall.

A Tabela 3.3 demonstra parte dos dados coletados no campo para aferição da calha Parshall. Foram coletadas 60 séries de dados de leitura de campo, mas a Tabela 3.3 apresenta somente 20 destas séries como exemplo. Com os dados obtidos no monitoramento do volume escoado (Tabela 3.3) pelo poço de sucção foi obtida a equação com  $R^2 = 0,8057$ , mostrada na Figura 3.9 na forma de gráfico resultando a seguinte expressão:

$$Q = 1,3549 * H^{2,4056} \quad 3.1$$

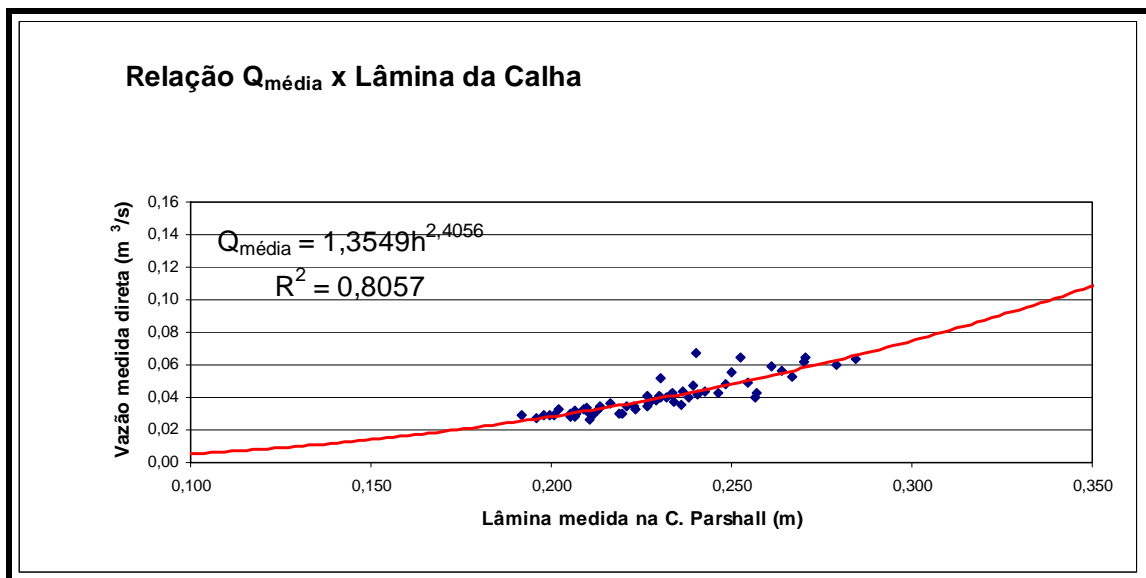
Onde: Q = vazão escoada pela calha parshall ( $m^3/seg.$ ), H = altura da lâmina (m).

Esta equação tem validade de aplicação somente para a calha Parshall instalada na EEE de Borborema e sua aplicação está limitada até a altura de 0,35m da lâmina líquida escoada, a qual corresponde a uma vazão de aproximadamente de 100 litros/segundo.

**Tabela 3.3 - Coleta de dados para aferição da calha Parshall – 30 e 31/1/2006.**

MEDIDAS DE VOLUME ESCOADO NO POÇO DA EEE PARA AFERIÇÃO DA CALHA PARSHALL E DA BOMBA								
ITEM	leituras Relógio (hh:mm:ss)	leituras régua (mm)	Variação do tempo entre leituras (hh:mm:ss) (s)	Variação do NA entre leituras (m)	Volume armazenado entre leituras (m3)	Vazão medida entre leituras (m3/h)	Vazão medida entre leituras (m3/s)	Vazão de Bombeamento (m3/h)
1	8:13:37 08:19:42	4,489 4,827	00:06:05 365	0,34	14,365	141,682	0,03936	
2	08:31:06 08:37:13	4,491 4,825	00:06:07 367	0,334	14,195	139,242	0,03868	213,95
3	08:50:17 08:55:31	4,49 4,837	00:05:14 314	0,347	14,747	169,079	0,04697	236,80
4	09:12:31 09:17:19	4,491 4,825	00:04:48 288	0,334	14,195	177,437	0,04929	227,54
5	09:36:49 09:41:34	4,491 4,842	00:04:45 285	0,351	14,917	188,431	0,05234	234,33
6	10:02:19 10:06:19	4,491 4,842	00:04:00 240	0,351	14,917	223,762	0,06216	266,90
7	10:28:51 10:31:42	4,409 4,755	00:02:51 231	0,346	14,705	229,168	0,06366	268,32
8	10:51:27 10:55:24	4,287 4,620	00:03:57 237	0,333	14,152	214,974	0,05972	257,97
9	11:12:22 11:16:25	4,287 4,611	00:04:03 243	0,324	13,770	204,000	0,05667	252,69
10	11:33:56 11:37:37	4,281 4,616	00:03:41 221	0,335	14,237	231,923	0,06442	280,69
11	11:53:57 11:57:47	4,291 4,613	00:03:50 230	0,322	13,685	214,199	0,05950	262,88
12	13:14:23 13:19:15	4,281 4,615	00:04:52 292	0,334	14,195	175,006	0,04861	
13	13:33:00 13:38:52	4,28 4,612	00:05:52 352	0,332	14,110	144,306	0,04009	205,88
14	13:50:06 13:55:38	4,281 4,615	00:05:32 332	0,334	14,195	153,921	0,04276	229,74
15	14:07:09 14:12:38	4,285 4,626	00:05:29 329	0,341	14,492	158,580	0,04405	234,08
16	14:23:03 14:29:13	4,285 4,619	00:06:10 370	0,334	14,195	138,113	0,03836	219,88
17	14:39:54 14:45:35	4,279 4,617	00:05:41 341	0,338	14,365	151,654	0,04213	232,33
18	14:54:22 15:01:05	4,279 4,625	00:06:43 403	0,346	14,705	131,359	0,03649	231,81
19	15:10:56 15:16:52	4,28 4,62	00:05:56 356	0,34	14,450	146,123	0,04059	234,14
20	15:25:24 15:32:19	4,285 4,622	00:06:55 415	0,337	14,322	124,243	0,03451	224,95





**Figura 3. 9** – Relação lâmina x vazão afluyente escoada na EEE de Borborema.

### 3.3.2 – Aferição do sistema de bombeamento

Com os dados obtidos para aferição da calha Parshall, foi possível também determinar a vazão média de bombeamento do sistema de sucção e recalque de esgoto do poço elevatório. A vazão média foi calculada com o monitoramento do tempo de funcionamento da bomba, do volume médio obtido e do volume reservado no poço elevatório durante o período de parada da bomba. Sabe-se que a capacidade de bombeamento da bomba é de  $240,00\text{m}^3/\text{h}$ , segundo informações do fabricante do equipamento.

### 3.3.3 – Estimativa de volume da IADP ou da sobrecarga do esgoto sanitário

Devido às limitações de medida de vazão na calha Parshall optou-se por medir o volume do esgoto sanitário através do monitoramento diário das horas de funcionamento do sistema de bombeamento com a bomba aferida como no item anterior.

A medição da vazão de esgoto sanitário foi restrita ao período de tempo seco. Em tempo de ocorrência dos eventos de chuva significativa, conseqüentemente houve sobrecarga na vazão

de esgoto – quando a altura da lâmina na calha Parshall atinge 1,52m – sendo que o excedente desta altura da lâmina é lançado no corpo receptor existente através de um extravasor emergencial.

O volume de esgoto determinado através do tempo de funcionamento do sistema de bombeamento é estimativo em razão de que a capacidade de bombeamento foi determinada pela média simples aplicada aos volumes bombeados pelo sistema quando da aferição da calha Parshall e da capacidade de bombeamento, Tabela 3.3.

### **3.4 – Estimativa da vazão de projeto**

A vazão de esgoto produzida pela população da cidade de Borborema pode ser avaliada pelas equações 2.8 e 2.10 (Além Sobrinho e Tsutiya, 1999). Esta avaliação do esgoto produzido na malha urbanizada da cidade tem por finalidade obter uma base para avaliação da vazão e volume de esgoto a serem medidos nos sistemas de monitoramento nesta pesquisa e em outras análises.

### **3.5 – Identificação do período de tempo seco**

Vazão de esgotos em tempo seco é aquela em que se isola a influência de águas pluviais de possíveis infiltrações na rede de esgoto. Assim sendo, a semana mais representativa de tempo seco seria a ocorrida após várias semanas sem precipitação, pois isto reduz em muito a quantidade de água do solo e conseqüentemente a infiltração na rede de esgotos sanitários. Então, em função dos dados disponíveis, foi escolhida uma semana representativa dessas condições.

Foi necessário estabelecer tal período de tempo seco para servir de referência comparativa aos períodos de tempo chuvoso significativo, quando da ocorrência da sobrecarga na rede de esgoto sanitário.

A Tabela 3.4, devida a Metcalf & Eddy (1991), classifica os eventos de chuva de acordo com a altura pluviométrica precipitada.

Com a análise das Tabelas 3.2 e 3.3, foram classificados os dias chuvosos significativos e não significativos durante o período abrangido pelo estudo, analisando-se também os dados coletados de medição de vazão dos efluentes de esgoto sanitário escoados pela calha Parshall. A escolha do período de tempo seco recai sobre aquele abrangendo o intervalo de uma semana na qual ocorreu a menor vazão de esgoto do mês e o período mais distante da ocorrência do último dia do evento de chuva significativo superior a 10mm de altura precipitada.

### 3.6 – Estimativa volumétrica da IADP ou da sobrecarga na rede de esgoto sanitário

Analisando a Figura 2.11, a qual mostra a determinação do afluxo máximo horário, vê-se que a mesma não satisfaz plenamente o objetivo da presente dissertação, que é a quantificação das águas pluviais que são lançadas na rede de esgoto sanitário devido a um evento chuvoso. O método acima referido quantifica apenas a vazão máxima de afluxo em determinada hora do dia, sendo, portanto, relativizado.

Devido à quantidade significativa de dados de vazão de esgoto medidos na calha Parshall e de eventos de chuva levantados, foi possível estabelecer um método adaptado daquele apresentado por Metcalf & Eddy (1991) para a determinação da IADP na rede de esgoto com base em vazões. Este IADP, baseado em volumes, considera a diferença entre o volume acumulado em um dia com evento de chuva significativo e o volume diário acumulado em período de tempo seco. Foram utilizados o mesmo dia da semana do período de tempo seco e o dia da ocorrência do evento de chuva para alimentar a Equação 3.2. A equação 3.3 mostra o percentual de IADP em relação ao volume de tempo seco.

$$IADP_{vol} = V_{TOTAL} - V_{TS} \quad 3.2$$

$$IADP_{per} = \left( \frac{IADP_{vol}}{V_{TS}} \right) * 100 \quad 3.3$$

Onde:  $IADP_{vol}$  e  $IADP_{per}$  são expressos, respectivamente, em  $m^3$  e em percentagem do volume de esgotos em tempo seco;  $V_{TOTAL}$  é o volume acumulado do esgoto no dia de chuva;  $V_{TS}$  o volume acumulado do esgoto no dia correspondente no período de tempo seco.

### **3.7 – Determinação da taxa de infiltração segundo Metcalf & Eddy (1991)**

Ainda com o mesmo objetivo dos autores citados no Capítulo 2 deste trabalho, porém utilizando uma metodologia diferente, Metcalf & Eddy (1991), a partir dos dados obtidos de eventos de chuva, efetuaram uma classificação diária dos dias chuvoso significativo, chuvoso, úmido e seco de acordo com o índice pluviométrico, como demonstrado na Tabela 3.4. Foram estipulados como dias chuvosos aqueles em que a precipitação total diária foi superior a 10mm.

Torna-se mister ressaltar que, para efeito prático neste trabalho, precipitação é a água proveniente do vapor d'água da atmosfera depositado na superfície terrestre de qualquer forma, como chuva, granizo, neblina ou neve. O que diferencia essas formas de precipitações é o estado em que a água se encontra ao precipitar-se. As características principais da precipitação são: total precipitado, duração e distribuição temporal e espacial; por exemplo, 10mm de chuva precipitada pode ser pouco em um dia ou em uma hora, mas é muito em um minuto.

Essa escolha metodológica de Metcalf & Eddy (1991) baseia-se na análise dos dados, visto que o comportamento das curvas de vazão não mudava muito em relação à curva de tempo seco para os eventos chuvosos de pequena intensidade. Essa classificação é muito importante para garantir a definição dos períodos úmidos subsequente aos eventos de chuva, pois esses períodos úmidos são fundamentais para a determinação da vazão de infiltração na rede de esgoto sanitário.

**Tabela 3. 4 – Classificação dos eventos de chuva. (Metcalf & Eddy, 1991)**

<b>Evento</b>	<b>Simbologia</b>	<b>Descrição</b>
Chuvoso significativo	<b>C</b>	Ocorrência de precipitação total diária superior a 10 mm.
Úmido	<b>U</b>	Dois dias subseqüentes às datas de ocorrência de qualquer evento chuvoso significativo.
Chuvoso não-significativo	<b>N</b>	Ocorrência de precipitação total diária inferior a 10 mm.
Seco	<b>S</b>	Todos os períodos que não se enquadram nos três casos anteriores e que apresentaram ocorrência de precipitação inferior a 4 mm.

(Fonte: Metcalf & Eddy, 1991).

Usou-se então para a determinação da taxa de infiltração o método proposto por Metcalf & Eddy (1991) como segue:

- a) Escolheu-se o período de tempo seco conforme exposto no item 3.5;
- b) Identificaram-se os dias de maior e menor vazão no período de tempo seco;
- c) Identificou-se o dia úmido como sendo o segundo dia após o dia da ocorrência de chuva significativa;
- d) Obteve-se do dia identificado com a menor vazão do período de tempo seco a vazão média diária de esgoto sanitário, denominando-se  $Q_{MDS}$ ;
- e) Obteve-se do dia úmido a vazão média diária de esgoto sanitário, denominando-se  $Q_{MDU}$ ;
- f) Calcula-se a extensão total – na Figura 3.2 – da rede de esgoto sanitário da malha urbanizada;
- g) Calcula-se então o índice de infiltração lenta dado pela fórmula:

$$i = \frac{Q_{MDU} - Q_{MDS}}{L}$$

3.2

Onde:  $i$  = taxa de infiltração das águas subterrâneas em período de tempo seco,  $Q_{MDU}$  = vazão média em dia úmido,  $Q_{MDS}$  = vazão média no dia correspondente em tempo seco.

### 3.8 – Relação sobrecarga ou IADP em volume com a altura precipitada

Conforme já exposto nos itens anteriores, a IADP na rede de esgoto sanitário foi determinada em função de três medidas de variáveis básicas:

- Volume do tempo chuvoso de esgoto ( $V_{TCH}$ ) bombeado na EEE,
- Volume de esgoto do dia correspondente em tempo seco ( $V_{TS}$ ),
- Altura pluviométrica precipitada (ALT. PREC.).

Estas três variáveis foram monitoradas simultaneamente ao mesmo período do bombeamento. Esta relação pode ser expressa pela equação 3.3.

$$IADP = \frac{V_{TCH} - V_{TS}}{ALT \cdot PREC.} \quad 3.3$$

### 3.9 – Taxa unitária constante - TUC

A taxa unitária constante é obtida dividindo-se os volumes de IADP de dado evento por características da bacia. Ela pode ser calculada e expressa em volume de IADP por unidade de área de bacia, por unidade de área de bacia com determinado tipo de uso do solo, por população ou ainda por extensão de tubulação. Esta relação pode ser expressa pela equação 3.3.

$$TUC = \frac{V_{IADP}}{C_b} \quad 3.3$$

Onde: TUC é a taxa unitária constante ( $m^3$ /unidade da característica da bacia),  $V_{IADP}$  é expresso em  $m^3$  e  $C_b$  é a característica da bacia que foi empregada, cuja unidade depende de sua definição.

## 4 – ANÁLISES DOS RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo foram analisados os dados dos eventos de chuva e os dados de coleta de vazão e volumes de esgotos sanitários. Com a interpretação, classificação e análise destes dados foram possíveis a identificação do período de tempo seco e a classificação dos dias como dias com eventos de chuva significativos e não significativos e dias úmidos. Após a interpretação e classificação destes eventos foram calculados o índice da infiltração lenta e a sobrecarga das águas de chuva na rede de esgoto sanitário.

### 4.1 – Vazão de projeto de esgoto sanitário

A área urbanizada do município conta hoje com 11.607 habitantes, uma extensão de rede de coleta de esgoto sanitário com 58.750,00 metros lineares construídas em manilhas de barro cerâmico e o coletor tronco também construído em manilhas de barro cerâmico com extensão total de 1.150,00 metros lineares. Com estas informações é possível estimar a vazão de pico de contribuição de esgoto sanitário previsto para o município, usando as Equações 2.8 e 2.9 (Além Sobrinho e Tsutiya, 1999).

$$Q_d = (11.607 \times 1,2 \times 1,5 \times 200 \times 0,80) / 86400 = \mathbf{38,69} \text{ litros/seg.}$$

$$Q_i = ((58.750,00 + 1.150,00) \times 0,0005) = \mathbf{29,95} \text{ litros/seg.}$$

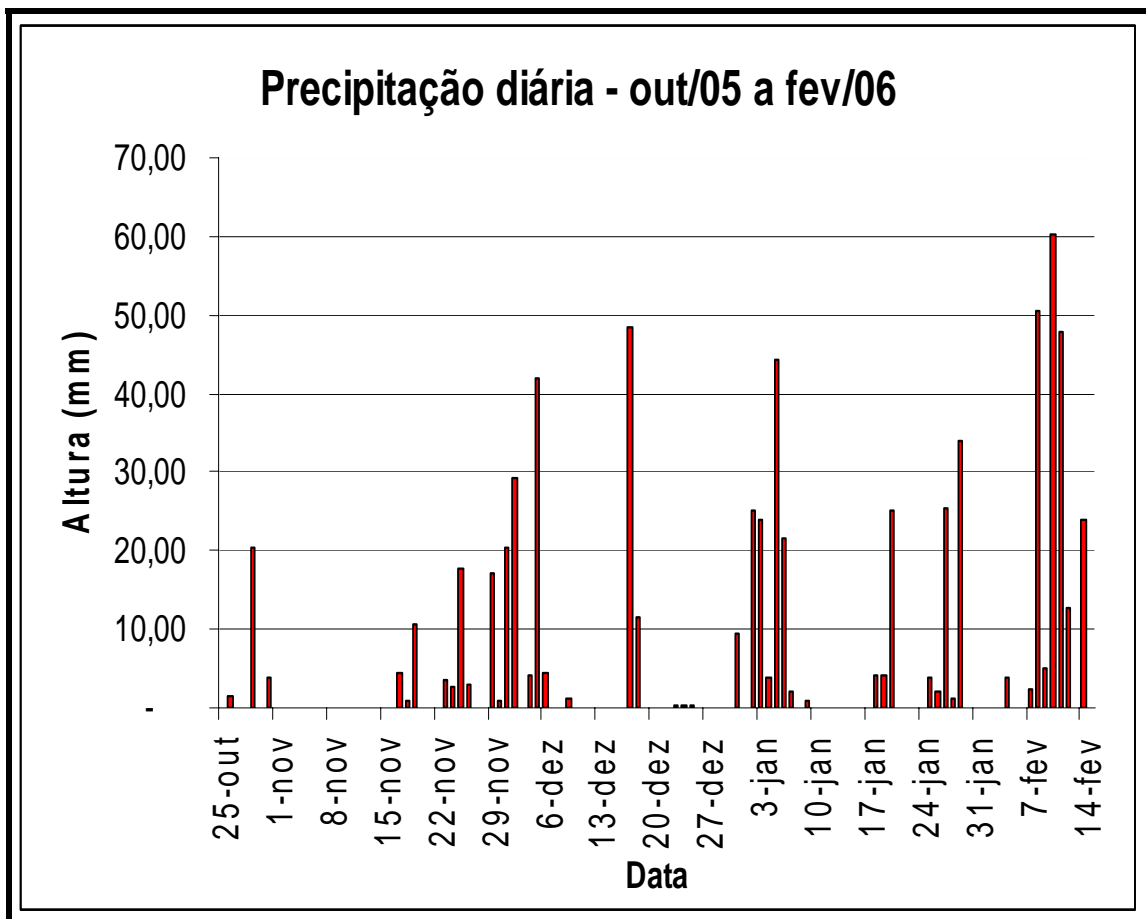
$$Q_{\text{total}} = 38,69 + 29,95 = \mathbf{68,64} \text{ litros/segundo.}$$

Onde:  $Q_d$  = vazão doméstica de projeto,  $Q_i$  = vazão de infiltração de projeto e  $Q_{\text{total}}$  = vazão total de contribuição de projeto.

#### 4.2. - Análise dos dados de chuva

O pluviógrafo foi instalado no pátio da Prefeitura de Borborema e, a partir dos dados de chuvas coletados, foi possível elaborar o hietograma dos eventos de chuva no período de outubro/2005 a fevereiro/2006 (Figura 4.1).

Observaram-se nos dados coletados que o evento de chuva mais significativo ocorreu no dia 10 de fevereiro de 2006, no qual ocorreu uma precipitação acumulada de 60,40 mm. Constatou-se também que no dia 29 de outubro de 2005 ocorreu um evento de chuva significativo superior a 10mm.



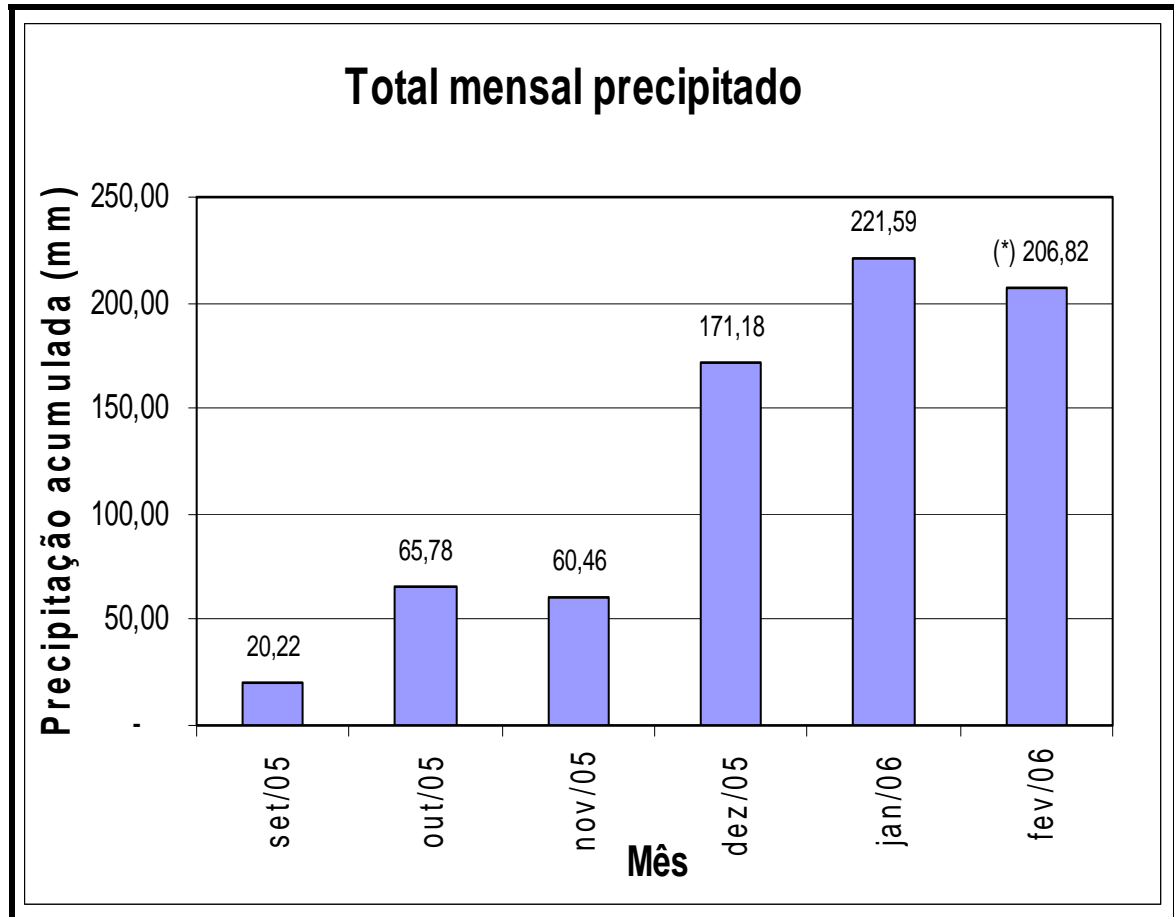
(\*) Nota: O total do mês de fevereiro é parcial, fechado no dia 15 daquele mês.

**Figura 4. 1** – Hietograma das precipitações diárias obtidas no pluviógrafo em Borborema.

A coleta de dados dos eventos de chuvas com o pluviógrafo instalado no pátio da Prefeitura de Borborema propiciou também a elaboração da Figura 4.2, demonstrando os totais mensais de chuva. Observou-se que no mês de janeiro/2006 ocorreu a maior precipitação acumulada do período em estudo, que foi de 221,59mm. Destaca-se que no mês de fevereiro/2006 a



totalização da precipitação foi parcial: os eventos de chuva foram monitorados até o dia 15 de fevereiro de 2006, somente.



(\*) Nota: O total de fevereiro é parcial, fechado no dia 15 daquele mês.

**Figura 4. 2** – Hietograma mensal de eventos de chuva do pluviógrafo em Borborema.

### 4.3 – Classificação dos eventos de chuva

Com os dados pluviométricos registrados, obteve-se a Tabela 4.1, classificando os dias como: chuvoso significativo (**C**), chuvoso não significativo (**N**), úmido (**U**) e seco, de acordo com a Tabela 3.4 (Metcalf & Eddy, 1991). Esta classificação foi então usada para a estimativa da taxa de infiltração lenta.

Tabela 4. 1 – Classificação por dia dos eventos de chuva nos meses de novembro/2005 a fevereiro/2006.

NOVEMBRO/2005	D	S	T	Q	Q	S	S
			1	2	3	4	5
	6	7	8	9	10	11	12
	13	14	15	16	17 N	18 N	19 C
	20 U	21 U	22	23 N	24 N	25 C	26 N
	27	28	29 C	30 N			
DEZEMBRO/2005	D	S	T	Q	Q	S	S
					1 C	2 C	3 U
	4 U	5 C	6 N	7 U	8 U	9 N	10
	11	12	13	14	15	16	17 C
	18 C	19 U	20 U	21	22	23 N	24 N
	25 N	26	27	28	29	30	31 C
JANEIRO/2006	D	S	T	Q	Q	S	S
	1	2 C	3 C	4 C	5 C	6 C	7 N
	8 U	9 N	10	11	12	13	14
	15	16	17	18 N	19 N	20 C	21 U
	22 U	23	24	25 N	26 N	27 C	28 N
	29 C	30 U	31 U				
FEVEREIRO/2006	D	S	T	Q	Q	S	S
				1	2	3	4 N
	5	6	7 N	8 C	9 N	10 C	11 C
	12 C	13 U	14 U	15	16	17	18
	19	20	21	22	23	24	25
	16	27	28				

#### 4.4 - Volume diário de esgoto sanitário em período de tempo seco

A Figura 4.3 mostra o comportamento da variação do volume diário dos efluentes de esgoto no período de tempo seco. O volume máximo diário ocorreu na quarta-feira – 16 de novembro, registrando-se o valor de 1.952,42m<sup>3</sup> em 24 horas, e o volume mínimo diário ocorreu no domingo – 13 de novembro, registrando o total de 1.288,26m<sup>3</sup> em 24 horas.

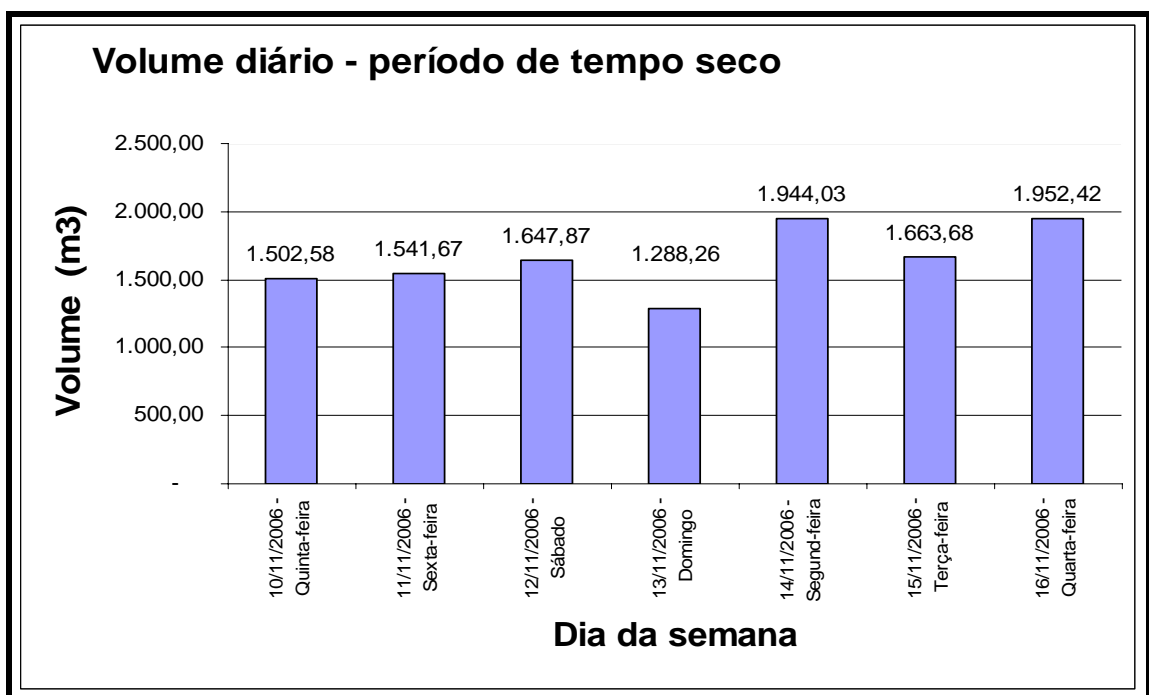


Figura 4.3 – Hietograma de esgoto sanitário no período de tempo seco da cidade de Borborema/SP.

Durante a semana do período de tempo seco foi escoado o volume total de 11.540,51m<sup>3</sup>, representando uma média diária durante a semana de 1.648,64m<sup>3</sup>. Considerando a população média na área urbana de Borborema de 11.607 habitantes pôde-se determinar o volume médio por habitante por dia, assim:

$$V_{\text{méd}} = \frac{VT_{\text{sem}}}{p} \quad 4.1$$

Onde:  $V_{\text{méd}}$  = volume médio por habitante (m<sup>3</sup>/dia),  $VT_{\text{sem}}$  = volume médio da semana (m<sup>3</sup>),  $p$  = população total atendida, resultando então.

$$V_{médio} = \frac{1.648,64}{11.607} = 0,142m^3 / dia / hab$$

Azevedo Netto (1998) recomenda que na elaboração do projeto de rede de esgoto sanitário a contribuição prevista por habitante seja considerada entre 120 a 160 litros por dia. O resultado obtido acima corresponde a 142,00 litros por habitante por dia de esgoto sanitário, valor este dentro do intervalo observado.

#### 4.5 – Estimativa volumétrica e percentual de IADP

Os dados primários utilizados na determinação das quantidades de IADP na bacia de esgotamento sanitário da cidade de Borborema foram obtidos através de medições de vazão no coletor tronco a montante da EEE, além das medições dos índices pluviométricos na área de influência do sistema de esgotamento sanitário. Ambas as medições e coletas foram discretizadas em intervalos de 12 (doze) minutos.

Apresenta-se na Tabela 4.2 os dados de chuva e volumes de esgotos sanitários em tempo chuvoso e os correspondentes volumes produzidos em tempo seco, respectivamente, nas colunas 7 e 8. Apresenta-se também as alturas da lâmina d'água na calha Parshall, coluna 6 da tabela 4.2. Nota-se que a altura máxima do N.A. na calha Parshall limita-se em 1,52m. Acima deste valor ocorreu extravasão dos efluentes de esgoto no extravasador emergencial, em apenas 3 dias.

A IADP em volume, coluna 9 da Tabela 4.2, foi calculada subtraindo-se o volume de esgoto em tempo seco do volume de esgoto em tempo chuvoso, conforme equação 3.2. A IADP em percentagem do volume de esgotos em tempo seco, conforme equação 3.3, é mostrada na coluna 10 da tabela 4.2.

Nesta pesquisa o volume do IADP variou de 1.288,26m<sup>3</sup>/dia (mínimo) a 3.872,5m<sup>3</sup>/dia (máximo) e foi encontrada a média de 536,90m<sup>3</sup>/dia. O IADP<sub>vol</sub> mínimo ocorreu num domingo, quando também foi registrada a precipitação diária de 4,06mm/dia; o V<sub>IADP</sub> máximo ocorreu numa quarta-feira, quando foi registrada a precipitação de 51,56mm/dia.

No dia 10 de fevereiro de 2006 ocorreu a maior precipitação do período desta pesquisa. O  $IADP_{vol}$  deste dia foi de  $3.872,50m^3/dia$ , porém neste dia ocorreu extravasão dos efluentes de esgoto a montante da calha Parshall mesmo assim este evento não foi considerado na composição do  $V_{IADP}$  acima descrito. Neste dia 10/02/2006 sexta-feira, a IADP em volume alcançou  $3.872,5m^3$  e a IADP percentual 251,19%, máximo valor alcançado.

**Tabela 4.2 – Cálculo do IADP – volume e percentual – para diversos eventos de chuva na cidade de Borborema/SP.**

Data do evento de chuva	Dia da semana	Altura de Precipitação (mm)	Duração da Chuva (min)	Intensidade da chuva (mm/min)	Lâmina máxima de esgoto na calha Parshall (m)	Volume esgoto tempo chuvoso ( $m^3/dia$ )	Volume de esgoto tempo seco ( $m^3/dia$ )	IADP	
								IADP VOLUME ( $m^3/dia$ )	IADP PERCENTUAL (%)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
26-out-05		1,33		0,04					
29-out-05		20,28		0,63					
31-out-05		3,79		0,13					
17-nov-05	Quinta-feira	4,32	26	0,14	0,62	1.987,5	1.502,6	484,9	32,27
18-nov-05	Sexta-feira	0,76	6	0,03	0,28	1.699,5	1.541,7	157,8	10,24
19-nov-05	Sábado	10,67	68	0,16	0,59	1.987,5	1.647,9	339,6	20,61
23-nov-05	Quarta-feira	3,56	22	0,12	0,59	2.156,9	<b>1.952,4</b>	204,5	10,47
24-nov-05	Quinta-feira	2,54	16	0,08	0,49	1.845,2	1.502,6	342,6	22,80
25-nov-05	Sexta-feira	17,78	100	0,19	0,77	2.095,5	1.541,7	553,8	35,92
26-nov-05	Sábado	3,05	22	0,10	0,38	1.803,6	1.647,9	155,7	9,45
29-nov-05	Terça-feira	17,02	44	0,52	1,28	1.856,5	1.663,7	192,8	11,59
30-nov-05	Quarta-feira	0,76	6	0,03	0,37	2.004,6	<b>1.952,4</b>	52,1	2,67
1-dez-05	Quinta-feira	20,32	144	0,13	0,60	2.826,4	1.502,6	1.323,9	88,11
2-dez-05	Sexta-feira	29,21	148	0,34	1,37	2.424,6	1.541,7	882,9	57,27
4-dez-05	Domingo	4,06	28	0,14	<b>0,26</b>	<b>1.306,5</b>	<b>1.288,3</b>	<b>18,3</b>	<b>1,42</b>
5-dez-05	Segunda-feira	41,91	136	0,75	0,40	3.098,4	1.944,0	1.154,4	59,38
6-dez-05	Terça-feira	4,32	34	0,14	0,27	1.816,0	1.663,7	152,3	9,15
9-dez-05	Sexta-feira	1,27	10	0,04	0,28	1.728,9	1.541,7	187,3	12,15
17-dez-05	Sábado	11,43	40	0,38	0,38	1.872,4	1.647,9	224,6	13,63
18-dez-05	Domingo	48,51	206	0,30	1,37	3.721,9	<b>1.288,3</b>	2.433,6	188,91
23-dez-05	Sexta-feira	<b>0,25</b>	<b>2</b>	<b>0,01</b>	0,37	1.604,3	1.541,7	62,7	4,06
24-dez-05	Sábado	<b>0,25</b>	<b>2</b>	<b>0,01</b>	0,31	1.693,4	1.647,9	45,5	2,76
25-dez-05	Domingo	<b>0,25</b>	<b>2</b>	<b>0,01</b>	0,29	1.309,2	<b>1.288,3</b>	21,0	1,63
31-dez-05	Sábado	9,40	28	<b>0,45</b>	<b>0,26</b>	1.928,5	1.647,9	280,6	17,03
1-jan-06	Domingo	25,40	35	<b>0,28</b>	0,32	2.826,4	<b>1.288,3</b>	1.538,2	119,40
2-jan-06	Segunda-feira	25,15	126	0,28	1,24	2.678,5	1.944,0	734,5	37,78
3-jan-06	Terça-feira	3,81	24	0,32	0,37	1.875,6	1.663,7	212,0	12,74
4-jan-06	Quarta-feira	51,56	<b>208</b>	<b>1,72</b>	1,41	4.785,9	<b>1.952,4</b>	2.833,5	145,13
5-jan-06	Quinta-feira	21,84	172	0,36	1,32	2.945,7	1.502,6	1.443,1	96,04
6-jan-06	Sexta-feira	2,03	14	<b>0,05</b>	0,34	1.628,3	1.541,7	86,6	5,62
7-jan-06	Sábado	2,03	16	0,07	0,29	1.726,4	1.647,9	78,5	4,76
9-jan-06	Segunda-feira	1,02	8	0,03	0,30	1.978,5	1.944,0	34,5	1,78
18-jan-06	Quarta-feira	4,06	20	0,14	0,71	2.001,4	<b>1.952,4</b>	49,0	2,51
19-jan-06	Quinta-feira	4,06	16	0,14	0,35	1.601,1	1.502,6	98,5	6,56
20-jan-06	Sexta-feira	25,14	60	0,14	1,32	2.401,0	1.541,7	859,3	55,74
25-jan-06	Quarta-feira	3,81	16	0,81	0,58	2.010,4	<b>1.952,4</b>	58,0	2,97
26-jan-06	Quinta-feira	2,03	16	0,13	0,32	1.635,6	1.502,6	133,0	8,85
27-jan-06	Sexta-feira	25,40	10	0,85	1,47	2.401,4	1.541,7	859,7	55,76
28-jan-06	Sábado	1,27	10	0,72	0,42	1.728,9	1.647,9	81,1	4,92
<b>29-jan-06</b>	<b>Domingo*</b>	<b>34,04</b>	<b>30</b>	<b>1,39</b>	<b>1,52</b>	<b>3.027,8</b>	<b>1.288,3</b>	<b>1.739,6</b>	135,03
4-fev-06	Sábado	3,89	18	0,13	0,28	1.883,2	1.647,9	235,3	14,28
7-fev-06	Terça-feira	2,51	18	0,08	0,30	2.118,6	1.663,7	454,9	27,34
<b>8-fev-06</b>	<b>Quarta-feira*</b>	<b>50,38</b>	<b>26</b>	<b>1,51</b>	<b>1,52</b>	<b>5.178,8</b>	<b>1.952,4</b>	<b>3.226,4</b>	165,25
9-fev-06	Quinta-feira	5,15	16	0,17	0,36	2.589,4	1.502,6	1.086,8	72,33
<b>10-fev-06</b>	<b>Sexta-feira*</b>	<b>60,40</b>	<b>22</b>	<b>1,28</b>	<b>1,52</b>	<b>5.414,2</b>	<b>1.541,7</b>	<b>3.872,5</b>	<b>251,19</b>
11-fev-06	Sábado	47,86	26	1,60	1,16	3.766,4	1.647,9	2.118,5	128,56
12-fev-06	Domingo	12,74	32	0,42	0,37	1.647,8	<b>1.288,3</b>	359,5	27,91
14-fev-06	Terça-feira	23,89	28	0,80	0,46	2.589,4	1.663,7	925,7	55,64
<b>MINIMA</b>		<b>0,25</b>	<b>2,00</b>	<b>0,01</b>	<b>0,26</b>	<b>1.306,54</b>	<b>1.288,26</b>	<b>18,28</b>	<b>1,42</b>
<b>MÉDIA</b>		<b>14,91</b>	<b>45,71</b>	<b>0,39</b>	<b>0,66</b>	<b>2.337,95</b>	<b>1.618,19</b>	<b>719,76</b>	<b>45,55</b>
<b>MÁXIMA</b>		<b>60,40</b>	<b>208,00</b>	<b>1,72</b>	<b>1,52</b>	<b>5.414,20</b>	<b>1.952,42</b>	<b>3.872,53</b>	<b>251,19</b>
Desvio Padrão		16,91	55,18	0,46	0,45	940,74	202,62	923,40	58,22
Coef. de Variação		285,79	3.044,76	0,21	0,21	884.998,58	41.055,19	852.673,34	3.389,76

Nota: \* nestas datas ocorreu extravasão na calha Parshall.

A  $IADP_{vol}$  e  $IADP_{per}$  mostradas na Tabela 4.2 foram plotadas contra altura pluviométrica conforme o gráfico das Figuras 4.4A e 4.4B. Verifica-se a elevação da IADP quando a altura precipitada se eleva. A relação linear entre  $IADP_{vol}$  e altura precipitada, conforme Equação 4.2, apresentou coeficiente de determinação igual a 0,86, e a relação  $IADP_{per}$  em função altura precipitada, conforme Equação 4.3, apresentou coeficiente de determinação 0,82.

$$IADP_{VOL} = 50,556 * h + 34,212 \quad 4.2$$

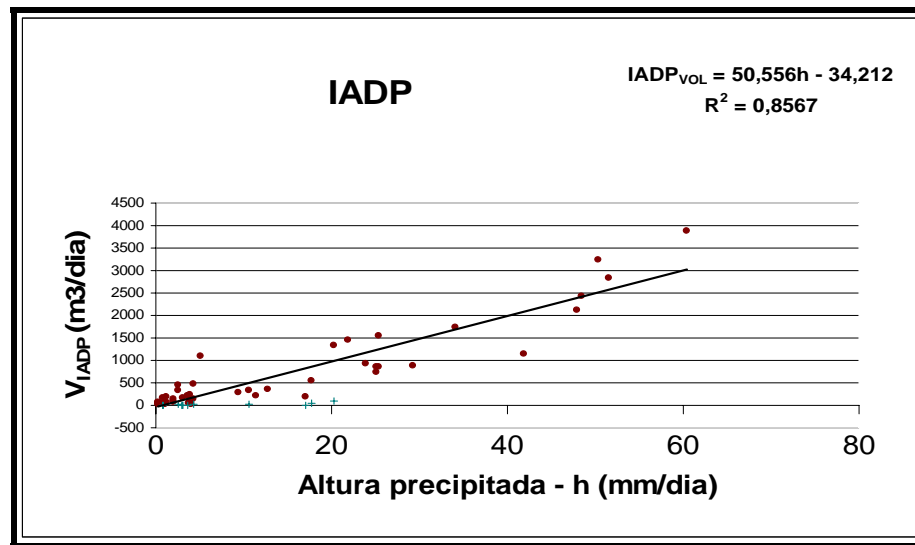


Figura 4. 4A – IADP em volume e em percentual em relação à altura pluviométrica para a cidade de Borborema/SP, no período de 03/nov/05 a 14/fev/06.

$$IADP_{per} = (0,0265 * h + 0,0246) * 100 \quad 4.3$$

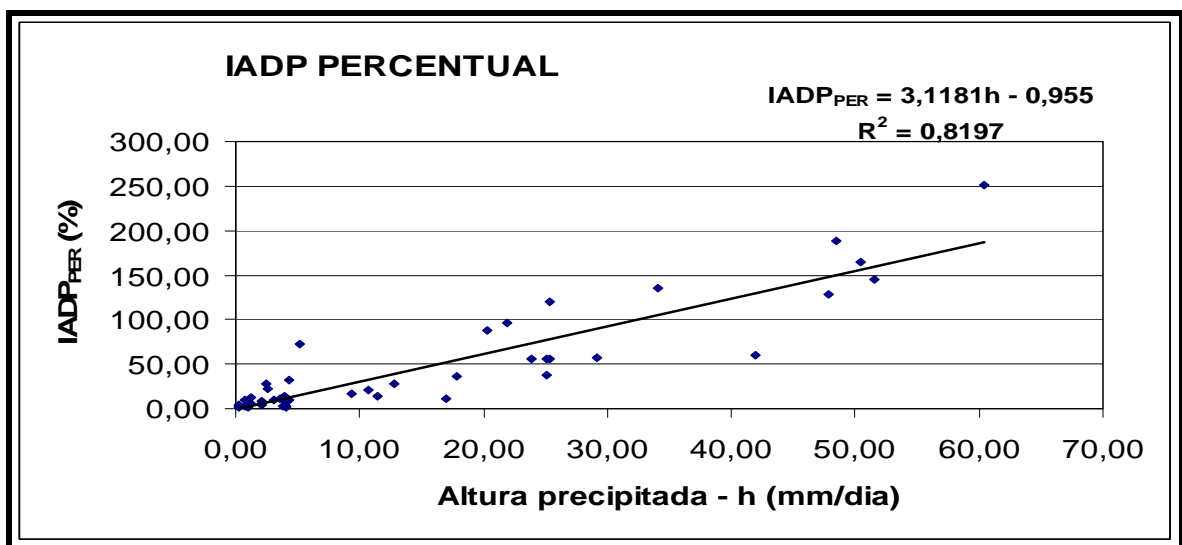


Figura 4. 4B – IADP em percentual em relação à altura pluviométrica para a cidade de Borborema/SP, no período de 03/nov/05 a 14/fev/06.

A Tabela 4.3 apresenta o resumo dos resultados obtidos por diversos autores em pesquisas realizadas em épocas e diferentes locais. Os resultados obtidos neste trabalho refletem certa compatibilidade com os demais resultados.

**Tabela 4.3 – Resultados da variação do  $V_{IADP}$  e da sobrecarga obtida por diversos autores.**

<b>Autor</b>	<b>Local</b>	<b>Ano</b>	<b>Sobrecarga da vazão na rede de esgoto</b>	<b><math>V_{IADP}/V_{TS}</math> (sobrecarga)</b>	<b>IADP/Coletor Tronco (L/seg/km)</b>
<b>Este trabalho</b>	<b>Borborema</b>	<b>2006</b>	<b>NP</b>	<b>1,42% a 251,19% sobre VMPS</b>	<b>0,08 a 16,60 (média de 3,09)</b>
Greeley e Hansen	São Paulo	1952	32% sobre QMPS	NP	0,15
Hazen e Sawyer	São Paulo	1965	35% sobre QMPS	NP	0,16
Des, Sursan	Rio de Janeiro	1959	NP	NP	6,0
SANESP	São Paulo	1973	NP	NP	6,0
Alonso et al.	RMSP	1990	NP	NP	1,57 – 12,01
Pauli	São Paulo	1998	242% sobre QMPS	NP	3,90
Mello	Santo André	2002	100 a 283% sobre QMPS	NP	NP
AMPI	Tatuí	1992	31% sobre QMPS	NP	2,27
Tsutiya e Bueno	Franca	2003	26,7% sobre QMPS	NP	2,13 a 2,2
ABNT	Brasil	1992	NP	NP	6,0
Almeida Neto	Lins	1990	144,4% sobre QMPS	NP	NP
Hanai e Campos	Araraquara	1997	NP	NP	0,16 – 0,19

QMPS = Vazão Média de Período Seco    VMPS – Volume Médio de Período Seco    NP Não Pesquisado

(Adaptado de Tsutiya e Bueno, 2004).

A inovação neste trabalho de pesquisa consiste na relação entre a altura pluviométrica diária e a variação da IADP. A facilidade da obtenção dos índices pluviométricos diários através de divulgação periódica ou nos institutos governamentais facilita a aplicação das equações para determinação da IADP ou da TUC. O índice do IADP sofreu variação de 1,42% a 251,19% e a taxa do IADP nos coletores de esgoto teve variação de 0,08 a 12,15 litros/seg/km.

Os resultados apresentados na Tabela 4.3, são valores obtidos por outros autores, referentes à sobrecarga na rede de esgoto sanitário: Pauli, em 1998, obteve a variação de 242% de

sobrecarga sobre a vazão média de período seco em estudo realizado na cidade de São Paulo. Este valor de 242% de aumento da vazão corresponde, segundo o autor, a 3,90 l/s/km de acréscimo de vazão no coletor tronco. Mello (2003), em estudos realizados na cidade de Santo André no ano de 2002, obteve a variação de 100% a 283% sobre a vazão média de período seco. A NBR 568/89 recomenda que seja aplicado o índice de 6,00Litros/seg/km de emissário. Os valores obtidos nesta pesquisa estão coerentes com os valores encontrados pelos autores citados na Tabela 4.2.

Os usos da água nas cidades Brasileiras, assim como a vazão de consumo, não sofrem variação significativa com o tamanho e localização da cidade. As características da bacia hidrográfica, tais como forma, tamanho, tipo de ocupação e uso do solo e de urbanização podem variar de local para local. Os resultados aqui obtidos podem ser aplicados nas demais localidades, visto que eles equivalem aos resultados obtidos por outros autores e locais apresentados na Tabela 4.3, independente do tamanho da cidade.

#### **4.6 – Vazão de infiltração segundo Metcalf & Eddy (1991)**

Aplicou-se a seqüência de cálculo exposta no item 3.7

##### **a) Período de tempo seco:**

No dia 29 de outubro ocorreu evento de chuva significativo, registrando a altura precipitada de 20,28mm. Metcalf & Eddy (1991) recomendam que se escolha o período de uma semana de tempo seco para os estudos da sobrecarga na rede de esgoto sanitário. Assim, o período compreendido entre os dias 10 a 16 de novembro de 2005 foi selecionado como tempo seco para estudos neste trabalho.

A (\*) Nota: O total do mês de fevereiro é parcial, fechado no dia 15 daquele mês.

**Figura 4. 1** demonstra que no período compreendido entre os dias 10 a 16 de novembro não ocorreu precipitação e mostra ainda que a última precipitação significativa (superior a 10 mm/dia) aconteceu no dia 29 de outubro de 2005. O período decorrido entre as datas acima citadas será denominado *período de tempo seco*.

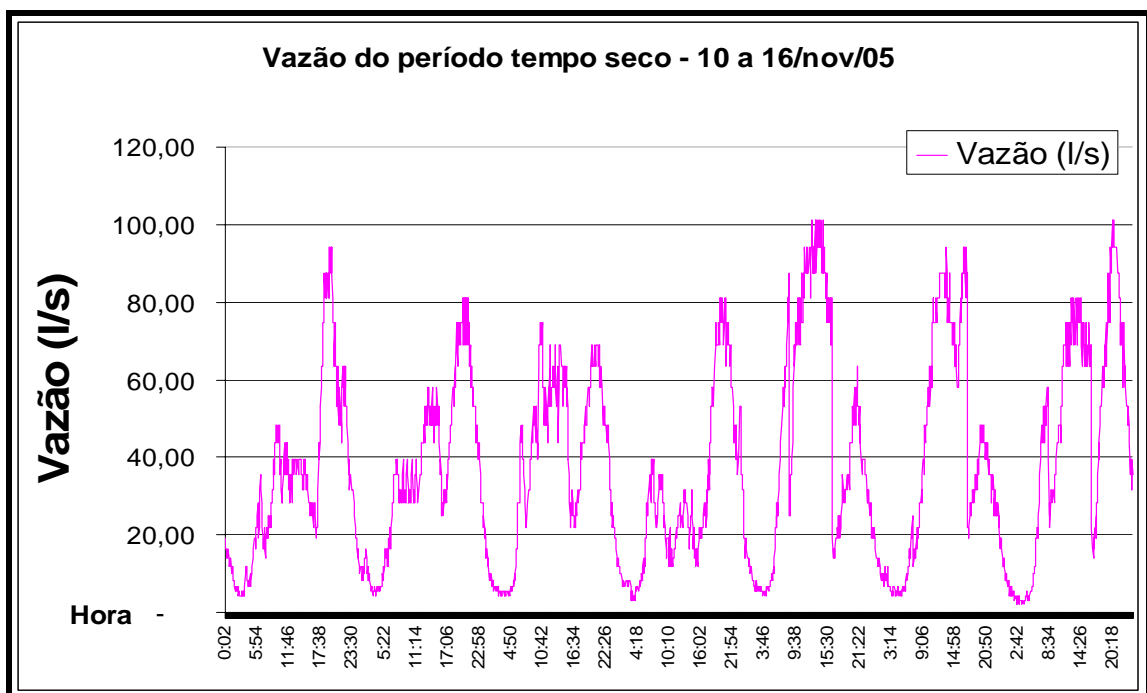


**b) Identificação dos dias de maior e de menor vazão no período de tempo seco:**

Os pontos de monitoramento da vazão de esgoto e da precipitação pluviométricas foram definidos de forma a caracterizar a bacia de contribuição que corresponde à área em estudo para a qual se efetuou a quantificação de afluxo e infiltração. A classificação do evento caracterizado com “S” na Tabela 3.4 foi determinada por meio dos dados de vazão obtidos em tempo seco (Figura 4. 5), com os quais foi obtida hidrograma de vazões em tempo seco do dia 13 de novembro de 2005 (Figura 4.6).

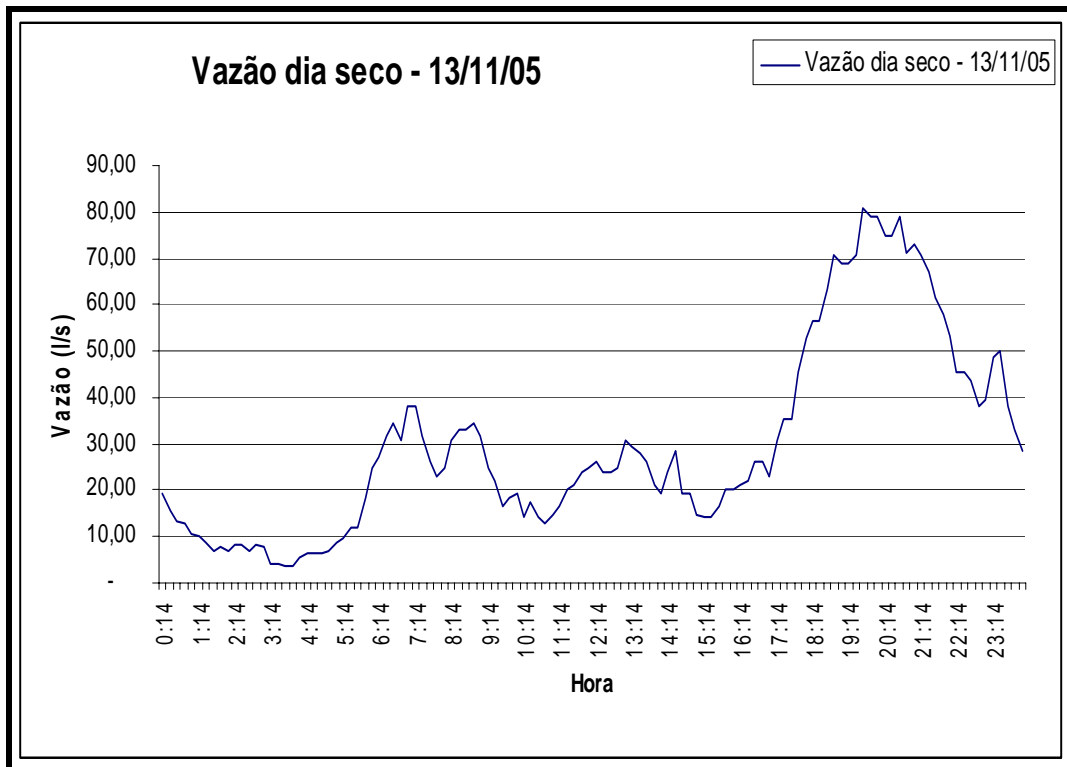
Para a obtenção desse hidrograma de vazão, primeiramente calcularam-se para aquele dia todas as médias horárias dos respectivos valores de medição de vazão a cada 12 minutos. A partir desta média horária, selecionou-se no banco de dados todas as segundas-feiras e calculou-se as vazões médias horárias para cada uma das horas do dia. Repetiu-se este procedimento para todos os outros dias da semana de tempo seco observados (ver Tabela 4.2).

Analisando os dados obtidos com o sensor de nível e através do hidrograma da Figura 4.5, a vazão mínima em tempo seco ocorreu no dia 16 de novembro (quarta-feira) e foi registrada como sendo 2,26 litros/segundo. Também ocorreu neste dia o registro da vazão máxima, sendo registrada como 101,12 litros/segundo. Desta forma, optou-se por adotar como semana de tempo seco para as análises e os estudos desta dissertação a semana compreendida entre o dia 10 e 16 de novembro.



**Figura 4. 5** – Hidrograma de esgoto do período de 10 a 16 de nov. de 2006 – de tempo seco – na cidade de Borborema/SP.

A vazão mínima do dia 13 de novembro/2005, de 3,11L/s. foi registrada no horário das 3 horas e 30 minutos e a vazão máxima de 80,97 L/s foi registrada no horário das 19 horas e 30 minutos. A vazão média do dia 13 de novembro/2005 é igual a 29,83 L/s.



**Figura 4. 6** – Hidrograma de esgoto sanitário da cidade de Borborema/SP no dia 13/novembro/2005.

### c) Identificação do dia úmido:

No dia 20 de janeiro de 2006 ocorreu uma precipitação de 25,14mm e ele foi considerado como dia chuvoso significativo. O dia 22 de janeiro de 2006 (domingo) foi o segundo dia após a ocorrência do evento considerado chuvoso significativo e foi considerado como dia úmido. Para análise comparativa dos dados, Metcalf & Eddy (1991) sugerem que esta comparação seja feita num dia que cair no mesmo dia da semana em que ocorreu o dia de tempo úmido. Analisando as ocorrências dos eventos chuvosos na (\*) Nota: O total do mês de fevereiro é parcial, fechado no dia 15 daquele mês.

**Figura 4. 1**, o dia 13 de novembro de 2005 ocorreu mesmo dia da semana (domingo) que o dia úmido, 22 de janeiro.

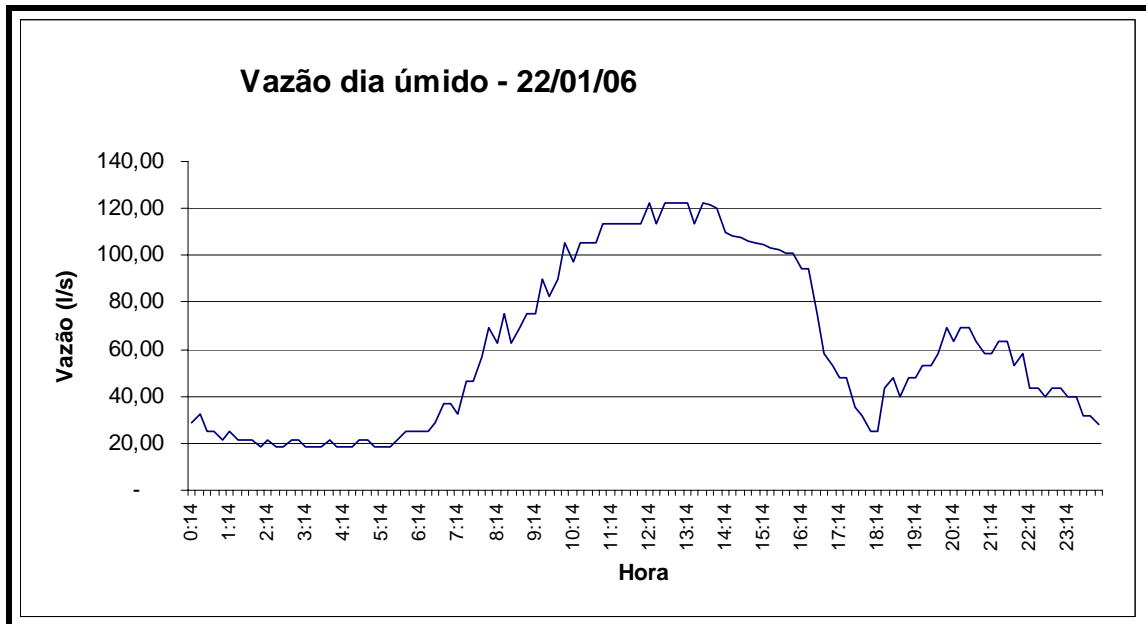


Figura 4.7 – Hidrograma de esgoto sanitário do dia 22/jan/2006 da cidade de Borborema/SP.

Com a tabulação dos dados coletados dos efluentes de esgoto sanitários em tempo seco e tempo úmido, foi elaborado o hidrograma da Figura 4.8.

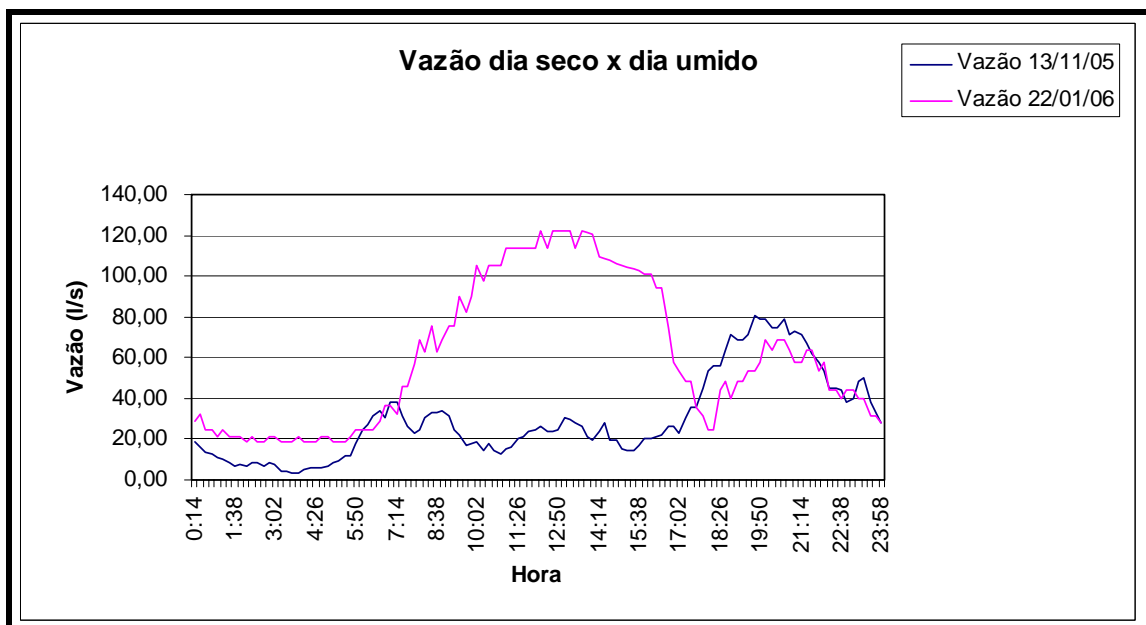


Figura 4.8 – Hidrograma de esgoto sanitário da cidade de Borborema/SP comparando o dia com tempo seco x dia com tempo úmido.

**d) Vazão média do dia de tempo seco:**

O dia 13 de novembro de 2005 foi identificado como dia de tempo seco, conforme já descrito no item anterior. A vazão mínima registrada neste dia foi de 3,11 litros/segundo ocorrida as 3

horas e 22 minutos; a vazão máxima registrada foi de 80,97 litros/segundo, ocorrida às 19 horas e 30 minutos, e a vazão média diária calculada foi de 29,83 litros/segundo.

**e) Vazão média do dia úmido:**

O dia 22 de janeiro/2006 foi identificado como dia úmido, conforme já descrito no item anterior. A vazão mínima registrada neste dia foi de 18,36 litros/segundo, ocorrida à 1 hora e 54 minutos; a vazão máxima registrada foi de 122,35 litros/segundo, ocorrida às 13 horas e 30 minutos, e a vazão média registrada foi de 60,26 litros/segundo.

**f) Extensão total da rede de esgoto:**

Para obter-se a taxa de contribuição das águas pluviais foi necessário determinar a área de contribuição à EEE, através de leitura no mapa da Figura 3.2, da malha urbana do município. Também através do mapa esquemático da cidade foi identificada e determinada a extensão das redes e dos coletores tronco de esgotos, totalizando 58,75km.

**g) Cálculo da vazão de infiltração:**

Segundo Tstuiya (2003), o engenheiro Saturnino de Brito fez as primeiras medições de vazão de esgoto em Santos e no Recife, tendo obtido resultados que variaram de 0,1 a 0,6L/s/km de coletor. Jesus Netto (1996), realizou medições de vazão em redes novas com número reduzido de ligações, antes de entrar em uso. Os resultados obtidos foram na ordem de 0,0003 a 0,0007L/s/m linear de rede coletora.

Investigações semelhantes foram feitas por Hazen e Sawyer, em 1965, na cidade de São Paulo, e chegaram aos seguintes resultados: 4.100 a 23.800L/dia/hectare ou 0,00024 a 0,0014L/s/metro.

De acordo com Metcalf & Eddy (1991), a taxa de infiltração pode ser determinada por meio de dados de medição de vazão em tempo seco e em tempo úmido. A taxa de infiltração é a diferença entre as médias das vazões em tempo seco e em tempo úmido. O período úmido é definido como período onde a umidade no solo é bastante elevada, excluídos os dias com eventos chuvosos significativos.

Nesta pesquisa foi considerado como período úmido o segundo dia subsequente ao dia chuvoso significativo. A determinação da taxa de infiltração foi baseada no método para isto proposto por Metacalf & Eddy (1991); a Equação 4.2 resume esse método.

$$i = \frac{Q_{MDU} - Q_{MDS}}{L} \quad 4.2$$

Onde:  $i$  = taxa de infiltração (L/s/km),  $Q_{MDU}$  = vazão média diária do dia úmido,  $Q_{MDS}$  = vazão média diária para do dia seco ( $m^3$ /dia),  $L$  = extensão da rede de esgotos representativa da área de estudo determinada (m).

Utilizando-se na Equação 4.2 a vazão média de 60,26 litros/segundo ocorrida no dia 22 de janeiro de 2006, dois dias após a ocorrência de um dia chuvoso significativo; e a vazão média de 29,83 litros/segundo ocorrido no dia 13 de novembro de 2005, ou dia seco, e a extensão de 58,75 quilômetros de rede de esgoto sanitário, obteve-se a taxa de infiltração média de 0,518 litros/segundo/quilômetro de rede coletora de esgoto, assim:

$$\text{Infiltração} = \frac{60,26 - 29,83}{58,75} = 0,518 \text{ l/s x km}$$

Além Sobrinho e Tsutiya (1999) recomendam que a vazão de infiltração a ser aplicada no dimensionamento de redes de esgoto sanitário seja de 0,30L/s/km quando a rede for construída em tubos de PVC e de 0,50L/s/km quando a rede for construída em manilha de barro cerâmico. As redes de esgoto da cidade de Borborema são construídas com manilha de barro cerâmico e a vazão aqui determinada de 0,518L/s/km está bem próximo dos valores recomendados por aqueles autores, portanto.

#### 4.7 - Método da Taxa Unitária Constante - TUC

Estimou-se a taxa unitária constante (TUC) a 45 eventos monitorados, conforme exposto na metodologia. As características das precipitações, tais como data, dia da semana, altura precipitada em mm e duração em minutos, são apresentadas nas colunas de 1 a 4 da Tabela

4.4. O volume total de esgoto sanitário em tempo chuvoso e o volume de esgoto de tempo seco correspondente são mostrados nas colunas 5 e 6. Na coluna 7 é apresentado o volume total de chuva precipitada na área urbanizada da cidade de Borborema/SP.

Na coluna 8 a  $C_{IADP}$  é a relação entre os volumes de IADP e de precipitação ( $m^3/m^3$ ). Na coluna 9, a TUC é a relação entre volume de IADP e altura pluviométrica ( $m^3/mm$ ).

As TUC's das colunas 10 a 12 foram calculadas dividindo os volumes de IADP pelo valor da característica da área de contribuição ou da rede, respectivamente, área, população e número de ligações.

A TUC da coluna 13 foi calculada dividindo-se o volume de IADP pelo número de segundos do dia e pelo comprimento dos coletores de esgotos. Analogamente, calculou-se a TUC da coluna 15, porém usando-se a extensão total de rede de esgotos.

Embora estas TUC's sejam numericamente diferentes, elas apresentam o mesmo comportamento, pois a diferença está nas constantes usadas no denominador. Assim analisar-se-á o comportamento da TUC em relação à altura precipitada apenas para uma delas, escolhendo-se para isto a TUC da coluna 8, denominada  $C_{IADP}$  que representa a relação entre os volumes de IADP e volume de precipitação, conforme mostrado na Figura 4.9.

Observa-se na Figura 4.9 que para altura precipitada acima de 9mm a TUC  $C_{IADP}$  tende a se manter na média de 0,10. Esta tendência de estabilização do índice pode ser devido ao limite de capacidade de condução de esgoto somado a IADP na tubulação de esgoto.

Este método apresenta certa similaridade com a idéia básica do método racional e  $C_{IADP}$  teria uma analogia com coeficiente de escoamento superficial daquele método. Expressa a relação, denominada de  $C_{IADP}$ , entre o volume de IADP ( $V_{IADP}$ ) e o volume da precipitação ( $V_{chuva}$ ), a Equação 4.3.

$$C_{IADP} = \frac{V_{IADP}}{V_{chuva}} \quad 4.3$$

Uma vez obtido  $C_{IADP}$  para diversos eventos de vazão de esgotos e correspondentes precipitações, é possível usá-lo para estimar o volume de IADP para outras precipitações. O cálculo de  $C_{IADP}$  pode ser efetuado para eventos isolados ou eventos complexos de precipitação. Ele não considera variações sazonais, condições antecedentes e outros fatores que podem afetar a IADP.

Com os dados dos eventos de chuva e de esgoto sanitário mostrados na Tabela 4.4, determinou-se o coeficiente  $C_{IADP}$  para cada par destes eventos e obteve-se o coeficiente  $C_{IADP}$ . A Figura 4.9 demonstra a curva de tendência da variação do coeficiente  $C_{IADP}$ , que pode ser obtido com a Equação 4.4, com  $R^2 = 0,1546$ .

$$C_{IADP} = 0,0205 * h^{-0,209} \quad 4.4$$

Onde:  $C_{IADP}$  = Coeficiente da variação do IADP (adimensional), h= altura total precipitada (mm/dia).

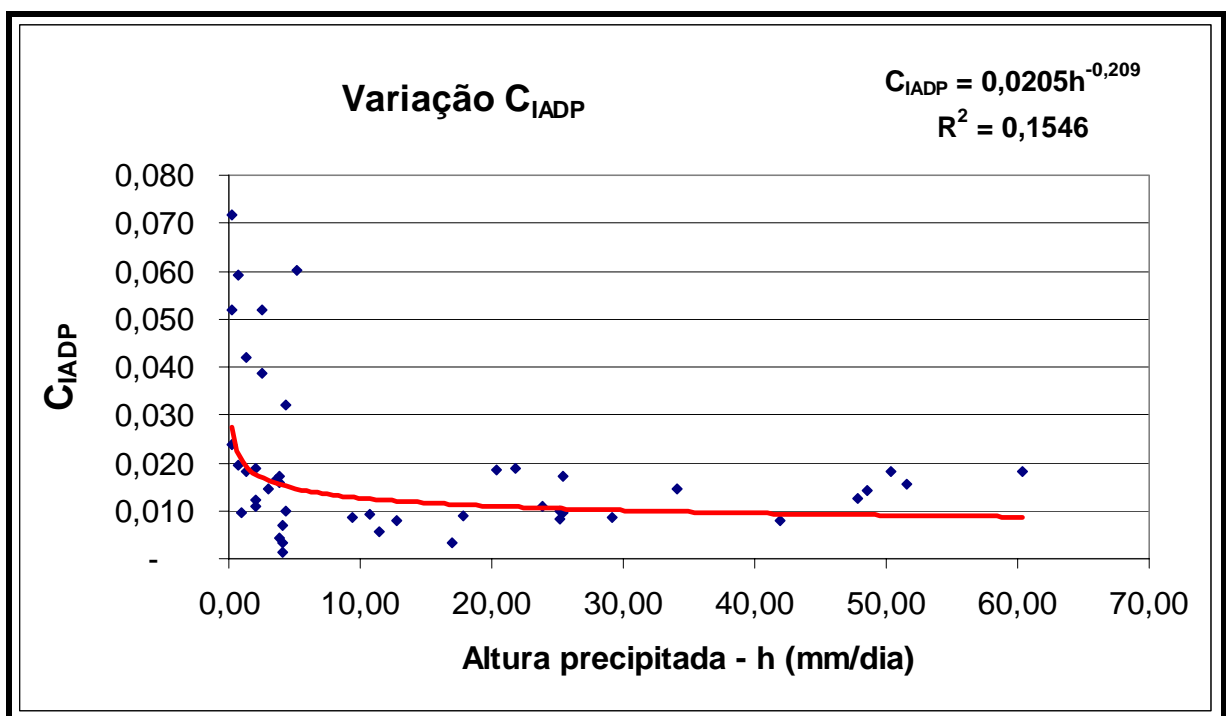


Figura 4. 9 – Varição do Coeficiente  $C_{IADP}$ .

Tabela 4.4 - Determinação das variáveis do IADP - Infiltração e Afluxo Devido da Precipitação e da TUC - Taxa Unitária Constante

Data do evento de chuva	Dia da semana	Altura de Precipitação (h) (mm)	Duração da Chuva (min)	Volume total de esgoto tempo chuvoso (m³/dia)	Volume de esgoto tempo seco (m³/dia)	Volume de chuva precipitado (m³/dia)	C <sub>IADP</sub>	TUC - Taxa Unitária Constante					
								V <sub>IADP</sub> / h (m³/mm)	(V <sub>IADP</sub> ) / ÁREA (m³/mm/km²)	(V <sub>IADP</sub> ) / POPULAÇÃO (m³/mm/ hab)	(V <sub>IADP</sub> ) / LIGAÇÕES (m³/mm/lig)	(V <sub>IADP</sub> ) / COLETOR (l/seg/km)	(V <sub>IADP</sub> ) / REDE TOTAL (l/seg/km)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
26-out-05		1,33											
29-out-05		20,28											
31-out-05		3,79											
17-nov-05	Quinta-feira	4,32	26	1.987,5	1.502,6	15.120	0,032	112,2	138,5	0,042	0,1139	2,08	0,096
18-nov-05	Sexta-feira	0,76	6	1.699,5	1.541,7	2.660	0,059	207,7	45,1	0,014	0,0371	0,68	0,031
19-nov-05	Sábado	10,67	68	1.987,5	1.647,9	37.345	0,009	31,8	97,0	0,029	0,0798	1,46	0,067
23-nov-05	Quarta-feira	3,56	22	2.156,9	<b>1.952,4</b>	12.460	0,016	57,4	58,4	0,018	0,0480	0,88	0,040
24-nov-05	Quinta-feira	2,54	16	1.845,2	1.502,6	8.890	0,039	134,9	97,9	0,030	0,0805	1,47	0,068
25-nov-05	Sexta-feira	17,78	100	2.095,5	1.541,7	62.230	0,009	31,1	158,2	0,048	0,1301	2,37	0,109
26-nov-05	Sábado	3,05	22	1.803,6	1.647,9	10.675	0,015	51,0	44,5	0,013	0,0366	0,67	0,031
29-nov-05	Terça-feira	17,02	44	1.856,5	1.663,7	59.570	0,003	11,3	55,1	0,017	0,0453	0,83	0,038
30-nov-05	Quarta-feira	0,76	6	2.004,6	<b>1.952,4</b>	2.660	0,020	68,6	14,9	0,004	0,0123	0,22	0,010
1-dez-05	Quinta-feira	20,32	144	2.826,4	1.502,6	71.120	0,019	65,2	378,2	0,114	0,3110	5,67	0,261
2-dez-05	Sexta-feira	29,21	148	2.424,6	1.541,7	102.235	0,009	30,2	252,3	0,076	0,2074	3,78	0,174
4-dez-05	Domingo	4,06	28	<b>1.306,5</b>	<b>1.288,3</b>	14.210	<b>0,001</b>	<b>4,5</b>	<b>5,2</b>	<b>0,002</b>	<b>0,0043</b>	<b>0,08</b>	<b>0,004</b>
5-dez-05	Segunda-feira	41,91	136	3.098,4	1.944,0	146.685	0,008	27,5	329,8	0,099	0,2712	4,95	0,227
6-dez-05	Terça-feira	4,32	34	1.816,0	1.663,7	15.120	0,010	35,3	43,5	0,013	0,0358	0,65	0,030
9-dez-05	Sexta-feira	1,27	10	1.728,9	1.541,7	4.445	0,042	147,5	53,5	0,016	0,0440	0,80	0,037
17-dez-05	Sábado	11,43	40	1.872,4	1.647,9	40.005	0,006	19,6	64,2	0,019	0,0528	0,96	0,044
18-dez-05	Domingo	48,51	206	3.721,9	<b>1.288,3</b>	169.785	0,014	50,2	695,3	0,210	0,5717	10,43	0,479
23-dez-05	Sexta-feira	<b>0,25</b>	<b>2</b>	1.604,3	1.541,7	<b>875</b>	<b>0,072</b>	<b>250,6</b>	17,9	0,005	0,0147	0,27	0,012
24-dez-05	Sábado	<b>0,25</b>	<b>2</b>	1.693,4	1.647,9	<b>875</b>	0,052	182,2	13,0	0,004	0,0107	0,20	0,009
25-dez-05	Domingo	<b>0,25</b>	<b>2</b>	1.309,2	<b>1.288,3</b>	<b>875</b>	0,024	83,9	6,0	0,002	0,0049	0,09	0,004
31-dez-05	Sábado	9,40	28	1.928,5	1.647,9	32.900	0,009	29,8	80,2	0,024	0,0659	1,20	0,055
1-jan-06	Domingo	25,40	35	2.826,4	<b>1.288,3</b>	88.900	0,017	60,6	439,5	0,133	0,3613	6,59	0,303
2-jan-06	Segunda-feira	25,15	126	2.678,5	1.944,0	88.025	0,008	29,2	209,9	0,063	0,1725	3,15	0,145
3-jan-06	Terça-feira	3,81	24	1.875,6	1.663,7	13.335	0,016	55,6	60,6	0,018	0,0498	0,91	0,042
4-jan-06	Quarta-feira	51,56	<b>208</b>	4.785,9	<b>1.952,4</b>	180.460	0,016	55,0	809,6	0,244	0,6656	12,15	0,558
5-jan-06	Quinta-feira	21,84	172	2.945,7	1.502,6	76.440	0,019	66,1	412,3	0,124	0,3390	6,19	0,284
6-jan-06	Sexta-feira	2,03	14	1.628,3	1.541,7	7.112	0,012	42,6	24,8	0,007	0,0204	0,37	0,017
7-jan-06	Sábado	2,03	16	1.726,4	1.647,9	7.112	0,011	38,6	22,4	0,007	0,0184	0,34	0,015
9-jan-06	Segunda-feira	1,02	8	1.978,5	1.944,0	3.570	0,010	33,8	9,9	0,003	0,0081	0,15	0,007
18-jan-06	Quarta-feira	4,06	20	2.001,4	<b>1.952,4</b>	14.210	0,003	12,1	14,0	0,004	0,0115	0,21	0,010
19-jan-06	Quinta-feira	4,06	16	1.601,1	1.502,6	14.210	0,007	24,3	28,2	0,008	0,0231	0,42	0,019
20-jan-06	Sexta-feira	25,14	60	2.401,0	1.541,7	87.990	0,010	34,2	245,5	0,074	0,2019	3,68	0,169
25-jan-06	Quarta-feira	3,81	16	2.010,4	<b>1.952,4</b>	13.335	0,004	15,2	16,6	0,005	0,0136	0,25	0,011
26-jan-06	Quinta-feira	2,03	16	1.635,6	1.502,6	7.105	0,019	65,5	38,0	0,011	0,0312	0,57	0,026
27-jan-06	Sexta-feira	25,40	10	2.401,4	1.541,7	88.900	0,010	33,8	245,6	0,074	0,2019	3,69	0,169
28-jan-06	Sábado	1,27	10	1.728,9	1.647,9	4.445	0,018	63,8	23,2	0,007	0,0190	0,35	0,016
<b>29-jan-06</b>	<b>Domingo*</b>	<b>34,04</b>	<b>30</b>	<b>3.027,8</b>	<b>1.288,3</b>	<b>119.140</b>	<b>0,015</b>	<b>51,1</b>	497,0	0,150	0,4086	7,46	0,343
4-fev-06	Sábado	3,89	18	1.883,2	1.647,9	13.615	0,017	60,5	67,2	0,020	0,0553	1,01	0,046
7-fev-06	Terça-feira	2,51	18	2.118,6	1.663,7	8.785	0,052	181,2	130,0	0,039	0,1069	1,95	0,090
<b>8-fev-06</b>	<b>Quarta-feira*</b>	<b>50,38</b>	<b>26</b>	<b>5.178,8</b>	<b>1.952,4</b>	<b>176.330</b>	<b>0,018</b>	<b>64,0</b>	921,8	0,278	0,7579	13,83	0,636
9-fev-06	Quinta-feira	5,15	16	2.589,4	1.502,6	18.025	0,060	211,0	310,5	0,094	0,2553	4,66	0,214
<b>10-fev-06</b>	<b>Sexta-feira*</b>	<b>60,40</b>	<b>22</b>	<b>5.414,2</b>	<b>1.541,7</b>	<b>211.400</b>	<b>0,018</b>	<b>64,1</b>	<b>1.106,4</b>	<b>0,334</b>	<b>0,9097</b>	<b>16,60</b>	<b>0,763</b>
11-fev-06	Sábado	47,86	26	3.766,4	1.647,9	167.510	0,013	44,3	605,3	0,183	0,4977	9,08	0,417
12-fev-06	Domingo	12,74	32	1.647,8	<b>1.288,3</b>	44.590	0,008	28,2	102,7	0,031	0,0845	1,54	0,071
14-fev-06	Terça-feira	23,89	28	2.589,4	1.663,7	83.615	0,011	38,7	264,5	0,080	0,2175	3,97	0,182
<b>MINIMA</b>		<b>0,25</b>	<b>2,00</b>	<b>1.306,54</b>	<b>1.288,26</b>	<b>875</b>	<b>0,001</b>	<b>4,50</b>	<b>5,22</b>	<b>0,004</b>	<b>0,004</b>	<b>0,08</b>	<b>0,0036</b>
<b>MÉDIA</b>		<b>14,91</b>	<b>45,71</b>	<b>2.337,95</b>	<b>1.618,19</b>	<b>52.198</b>	<b>0,02</b>	<b>66,81</b>	<b>205,65</b>	<b>0,06</b>	<b>0,17</b>	<b>3,09</b>	<b>0,1418</b>
<b>MÁXIMA</b>		<b>60,40</b>	<b>208,00</b>	<b>5.414,20</b>	<b>1.952,42</b>	<b>211.400</b>	<b>0,07</b>	<b>250,64</b>	<b>1106,44</b>	<b>0,33</b>	<b>0,91</b>	<b>16,60</b>	<b>0,7629</b>
<b>Desvio Padrão</b>		<b>16,91</b>	<b>55,18</b>	<b>940,74</b>	<b>202,62</b>	<b>59.168,75</b>	<b>0,02</b>	<b>58,15</b>	<b>263,83</b>	<b>0,08</b>	<b>0,22</b>	<b>3,96</b>	<b>0,1819</b>
<b>Coef. de Variação</b>		<b>285,79</b>	<b>3.044,76</b>	<b>884.998,58</b>	<b>41.055,19</b>	<b>3.500.940.409,92</b>	<b>0,00</b>	<b>3.381,15</b>	<b>69.605,99</b>	<b>0,01</b>	<b>0,05</b>	<b>15,67</b>	<b>0,0331</b>



#### 4.8 - Comentários e análise dos demais resultados apresentados na tabela 4.4:

$(V_{IADP}/h)$  (Col. 9) – Uma variação do método da TUC inclui o IADP volumétrico e a altura precipitada diária, por exemplo, em volume de esgotos por área da bacia por altura pluviométrica ( $m^3/mm/km^2$ ). Para isto aplica-se o método a cada um dos eventos de precipitação dividindo o volume de IADP pela respectiva altura pluviométrica medida em mm. O valor obtido é então dividido por diversas variáveis, a saber: pela área da bacia, pela extensão da rede, pelo diâmetro-extensão, pelo número de trechos, pelo número de ligações e etc. A equação 4.9 apresenta a TUC. Aplicando os vários eventos pluviométricos pode-se, então, escolher aquela taxa que apresentou menor variação ou erro.

$$TUC = \frac{V_{IADP} / h}{C_b} \quad 4.9$$

Na equação 4.9 TUC – taxa unitária constante é expresso em  $m^3/mm/unidade$  a definir, h é a altura pluviométrica em mm e  $C_b$  a característica da bacia, cujas unidades dependem de sua definição.

O método de taxa constante unitária possibilita comparar sub-bacias e identificar preliminarmente às áreas com maiores IADP, para serem monitoradas, controladas, etc. Pode também ser empregado para prever o volume de IADP para diferentes precipitações.

O maior valor do  $V_{IADP} / h$  foi registrado em um dia de sexta-feira atingindo a marca de 250,6  $m^3/mm$  e o menor valor ocorreu em um dia de domingo quando atingiu a marca de 4,5  $m^3/mm$ .

**TUC – ÁREA** (col. 10) A taxa unitária constante desta coluna foi calculada pela área urbanizada da bacia contribuinte para a rede de esgoto sanitário, equivalente a 3,50  $km^2$ . Esta unidade pode ser expressa pela equação 4.10 com  $R^2 = 0,86$ .

$$TUC_{\text{ÁREA}} = 14,445h - 9,7748 \quad 4.10$$

Onde:  $TUC_{\text{ÁREA}}$  = taxa unitária constante ( $m^3/dia/km^2$ ), h = altura total precipitada (mm/dia).

A variável  $TUC_{\text{ÁREA}}$  atingiu seu índice máximo em  $809,57\text{m}^3/\text{dia}/\text{km}$  em um dia quinta-feira, quando ocorreu a altura pluviométrica acumulado no dia de  $51,56\text{mm}$ , e o menor índice ocorreu em um dia de domingo, quando atingiu  $5,22\text{m}^3/\text{dia}/\text{km}$  e a altura precipitada total do dia igual a  $4,06\text{mm}$ . No dia 10 de fevereiro/2006 a variável  $TUC_{\text{ÁREA}}$  atingiu o valor de  $1.106,4\text{m}^3/\text{dia}/\text{km}$  quando também foi registrada a altura precipitada total deste dia  $60,40\text{mm}$ , porém neste evento de chuva ocorreu extravasão a montante da calha Parshall.

**TUC – POPULAÇÃO** (col. 11) A taxa unitária constante desta coluna foi calculada pela população contribuinte para rede de esgoto sanitário, neste caso de Borborema equivalente a 11.607 habitantes. Esta unidade pode ser expressa pela equação 4.11 com  $R^2 = 0,86$ .

$$TUC_{\text{POP}} = 0,0044h + 0,0029 \quad 4.11$$

Onde:  $TUC_{\text{POP}}$  = taxa unitária constante ( $\text{m}^3/\text{dia}/\text{hab.}$ ),  $h$  = altura total precipitada ( $\text{mm}/\text{dia}$ ).

**TUC – LIGAÇÕES** (col. 12) A taxa unitária constante desta coluna foi calculada em função do número de ligações de esgoto sanitário fornecido pela Prefeitura Municipal de Borborema/SP, neste caso equivalente a 4.257 ligações. Esta unidade pode ser expressa pela equação 4.12 com  $R^2 = 0,8164$ .

$$TUC_{\text{LIG}} = 0,0119h + 0,008 \quad 4.12$$

Onde:  $TUC_{\text{LIG}}$  = taxa unitária constante — ligações de esgoto ( $\text{m}^3/\text{dia}/\text{lig.}$ ),  $h$  = altura total precipitada ( $\text{mm}/\text{dia}$ ).

**TUC – COLETOR TRONCO** (col. 13) A taxa unitária constante do coletor tronco ou emissário foi calculada em função da extensão total dos coletores tronco de esgoto sanitário, neste caso de Borborema equivalente a  $2,70\text{km}$ . Esta unidade pode ser expressa pela equação 4.13 com  $R^2 = 0,86$  e está representada na Figura 4.15.

$$TUC_{\text{CT}} = 0,2167h + 0,1467 \quad 4.13$$

Onde:  $TUC_{\text{COLETOR}}$  = taxa unitária constante — coletor tronco ( $\text{litros}/\text{seg}/\text{km.}$ ),  $h$  = altura total precipitada ( $\text{mm}/\text{dia}$ ).

O índice máximo da  $TUC_{\text{COLETOR}}$  foi registrado no valor de  $12,15\text{L}/\text{seg}/\text{km}$ , o índice mínimo foi registrado no valor de  $0,08\text{L}/\text{seg}/\text{km}$  de coletor tronco e a média deste índice foi registrada

no valor de 2,40L/seg/km. Vale ressaltar que os índices aqui registrados correspondem a infiltração e ao afluxo derivado da precipitação na rede de esgoto sanitário.

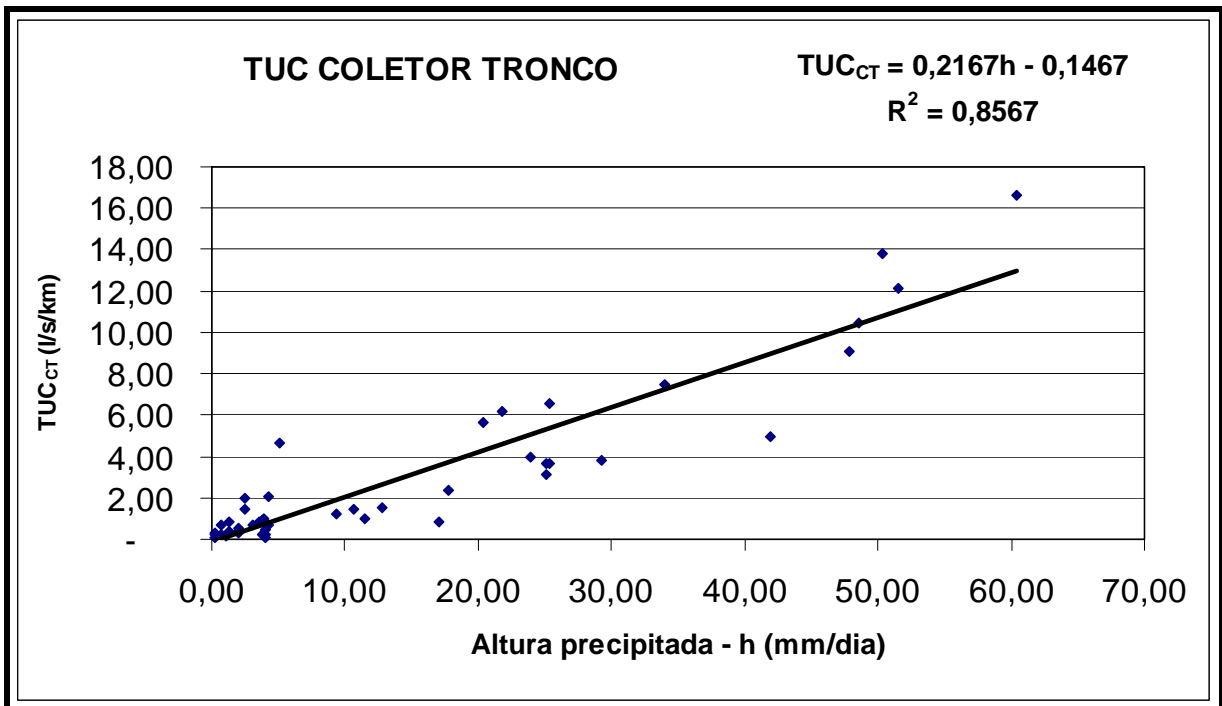


Figura 4. 105 - Variação da TUC em função comprimento do coletor tronco de esgoto.

**TUC – REDE COLETORA** (col. 14) A taxa unitária constante desta coluna foi calculada em função da extensão total da rede coletora de esgoto sanitário, neste caso de Borborema equivalente a 56,5km. Esta unidade pode ser expressa pela equação 4.14 com  $R^2 = 0,86$ .

$$TUC_{REDE} = 0,01h + 0,0067 \quad 4.14$$

Onde:  $TUC_{REDE}$  = taxa unitária constante — rede coletora (litros/seg/km.), h = altura total precipitada (mm/dia).

O índice máximo da  $TUC_{REDES}$  foi registrado no valor de 0,5804L/seg/km, o índice mínimo foi registrado no valor de 0,0037L/seg/km de coletora de esgoto e a média deste índice foi registrada no valor de 0,115L/seg/km. Vale ressaltar que os índices aqui registrados correspondem ao afluxo derivado da precipitação na rede de esgoto sanitário.

## 5 – CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

### 5.1 – Conclusão

O IADP ou sobrecarga na rede de esgoto pode ocorrer por uma das formas citadas no trabalho, as mais importantes sendo: conexão direta dos lotes, poços de visita, elevação do nível do lençol freático; ou pela combinação de mais de uma ou de todas elas. Na ocorrência do IADP no sistema de esgoto sanitário, a primeira consequência ocorre na rede coletora, a qual passa a funcionar em seção plena, ocorrendo extravasão de efluentes de esgoto pelos tampões dos poços de visita nas regiões baixas da cidade.

Aliada a esta consequência, pode ocorrer o retorno de esgotos para o interior dos domicílios localizados nestas regiões da cidade; pode-se atingir o limite de capacidade de funcionamento da estação elevatória de esgoto, ocorrendo extravasão para os córregos próximos à EEE; pode haver funcionamento por longo período do sistema de bombeamento e aumento do consumo de energia elétrica, e por último, ocorre o excesso de capacidade de tratamento na ETE e o lançamento do esgoto tratado com baixa eficiência, afetando diretamente o comportamento de autodepuração do corpo receptor.

Com as observações e os resultados obtidos neste trabalho, conclui-se que os valores da taxa de infiltração e a taxa da sobrecarga ou IADP que geralmente são adotados em projetos podem ser muito diferentes dos valores que realmente ocorrem no sistema de esgotamento sanitário.

Percebe-se que o levantamento e análise de alguns dados, conforme feito neste trabalho, permitiram uma melhor avaliação da taxa de infiltração e da IADP, os quais poderão ser

empregados em projetos de sistema de esgotamento sanitário mesmo em regiões diferentes da área em que foi realizada esta pesquisa.

Os resultados aqui apresentados contribuem para a elaboração de um bom projeto de sistema de esgoto sanitário aliado à preservação do meio ambiente e o respeito da legislação ambiental. Poderá minimizar os possíveis custos decorrentes de um superdimensionamento do sistema de esgoto, evitando-se também o possível mau funcionamento hidráulico do sistema de esgoto.

Neste trabalho de pesquisa, foi observado que a variação volumétrica da IADP no sistema de esgoto sanitário varia de 1,42 5% a 251,19%, obtendo-se uma média no período pesquisado de 33,63%. Foi observada também a variação da taxa de contribuição da IADP nos coletores de esgotos de 0,08L/seg/km a 12,15 L/seg/km e a média desta variação, no período pesquisado, é de 2,30 L/seg/km.

Neste trabalho também foi definida e identificada a TUC – taxa unitária constante — para diversas variáveis relacionadas com a altura total diária de precipitação. A TUC foi definida com as variáveis: área urbanizada contribuinte no sistema de esgoto sanitário ( $V_{IADP}/\text{área}$ ); população contribuinte no sistema de esgoto sanitário ( $V_{IADP}/\text{população}$ ); rede de coleta de esgoto mais coletor tronco ( $V_{IADP}/\text{rede}$ ) e coletor tronco do sistema de esgotamento sanitário ( $V_{IADP}/\text{coletores tronco}$ ).

Destacam-se os principais resultados obtidos da TUC – taxa unitária constante, TUC POPULAÇÃO obteve-se o mínimo de  $0,002\text{m}^3/\text{mm}/\text{hab}$ , a média de  $0,06\text{m}^3/\text{mm}/\text{hab}$  e o máximo de  $0,33\text{m}^3/\text{mm}/\text{hab}$ ; TUC LIGAÇÕES obteve-se o mínimo de  $0,004\text{m}^3/\text{mm}/\text{lig}$ , a média de  $0,17\text{m}^3/\text{mm}/\text{lig}$  e o máximo de  $0,91\text{m}^3/\text{mm}/\text{lig}$ ; TUC COLETOR obteve-se o mínimo de 0,08L/s/km, a média de 3,09L/s/km e o máximo de 16,60L/s/km e a TUC REDE obteve-se o mínimo de 0,0036L/s/km, a média de 0,1418L/s/km e o máximo de 0,7629L/s/km.

Finalizando, sugere-se a realização de outros estudos em regiões e portes de cidade diferentes dos aqui adotada, com o objetivo de somar seus resultados aos obtidos neste trabalho. Na aplicação dos resultados deste trabalho em outras localidades, recomenda-se que sejam observadas suas limitações quanto ao tamanho da bacia urbanizada, tipo de uso e ocupação

predominante dos lotes, idade, profundidade e tipo de material construtivo das redes coletoras de esgoto, clima predominante, tipo de solo, entre outras.

## **5.2 Recomendações**

A prática das ligações clandestinas das águas pluviais captadas nos telhados e nos quintais das residências tem sua origem em duas causas básicas:

- Falta de informações ou conhecimento por parte da população;
- Lotes localizados em cotas inferiores aos ramais domiciliares de esgoto ou até mesmo da própria rede coletora de esgoto.

A sobrecarga na rede de esgoto sanitário ocorre na maioria das cidades brasileiras, por que não dizer em todas elas. Medidas e ações preventivas devem ser adotadas para solucionar ou mesmo amenizar a situação em que se encontram essas cidades.

Principais recomendações são:

- A gestão ou o gerenciamento do sistema de abastecimento de água potável, do sistema de esgoto sanitário e do sistema de drenagem urbana devem ser da mesma concessionária ou operadora;
- Realização e manutenção de cadastro técnico atualizado das redes de água potável, esgoto e de drenagem urbana;
- Nos novos projetos de parcelamento do solo devem ser exigidas a implantação do sistema separador absoluto na rede de esgoto sanitário e a obrigatoriedade de construção de redes de galerias de águas pluviais;
- Deve ser prevista nos ramais de ligações domiciliares de esgoto sanitário, para os lotes localizados em regiões baixas da cidade, a instalação de válvula de retenção, evitando desta forma o retorno do efluente de esgoto para o interior das residências;

- Planejamento integrado dos sistemas de saneamento é a ferramenta mais adequada para a solução dos problemas de interferência entre os sistemas de esgoto sanitário e de águas pluviais;
- As soluções devem adaptar-se às circunstâncias e características locais; cada caso deve ser analisado considerando as instalações existentes, os aspectos hidrológicos, topográficos, hidráulicos e ambientais, levando-se em conta também os costumes locais;
- Deve haver flexibilidade na adoção do sistema, separador absoluto ou parcial:
- Devem ser analisadas as dificuldades de se adotar ou implantar o sistema separador absoluto;
- Adoção de tarifação e cobrança em separado do consumo de água potável e de coleta de esgoto sanitário. No sistema praticado atualmente, a tarifa de coleta de esgoto é um percentual sobre o consumo de água — não é inibidor para a diminuição do volume de descarte de esgoto sanitário;
- Incentivos fiscais para adoção e implementação de dispositivos estruturais para a retenção de águas de chuva no lote;
- Campanhas de orientação para a população quanto à importância de condução das águas de chuvas coletadas nos telhados e nos quintais das residências em separado das águas servidas;
- Apoio técnico aos usuários com ações diretas e formação de um grupo técnico de apoio cuja função é orientar e indicar aos usuários como devem proceder as conexões das redes de esgoto sanitárias em separado das redes de águas pluviais;
- Medidas estruturais de controle com a instalação de equipamentos de monitoramento e medição dos caudais escoados dos efluentes de esgoto sanitário para identificação de eventuais descargas das águas servidas no meio ambiente no caso de ocorrência de picos de chuvas;

- A troca de informação transparente entre a operadora dos serviços de abastecimento de água e esgoto com os demais órgãos municipais, estaduais e federais, evitando eventuais conflitos de interesse, de prioridades, culturais e ambientais;
- Pesquisas de campo individuais devem ser realizadas em todas as ruas da bacia de contribuição a fim de localizar e identificar as unidades que contribuem com águas de chuvas na rede de esgoto sanitário. O sistema recomendado de identificação e localização é o teste de fumaça nas redes coletoras (figuras 5.1 e 5.2). Nele, através de equipamento específico, introduz-se fumaça na rede coletora de esgoto e observa-se as calhas coletoras das águas de chuvas dos telhados. Naquela da que sair fumaça está uma ligação clandestina. A simples orientação ao proprietário ou morador da unidade contribuinte já o conscientiza da importância da separação das águas de chuvas dos esgotos sanitários.



**Figura 5.1** – Equipamento para o teste de fumaça



**Figura 5.2** – Identificação da Ligação Clandestina

- Criação de instrumentos legais em nível estadual ou federal que impeçam a prática das ligações clandestinas das águas de chuvas na rede de esgoto sanitário. Em algumas cidades, a exemplo dos municípios de Ibitinga/SP e Borborema/SP — de acordo com dispositivo previsto no Código de Obras Municipal — a obtenção do “Habite-se” só é possível após a comprovação pela fiscalização que as águas de chuvas são lançadas em condutos diferentes do esgoto sanitário.
- Nos lotes ou construções localizadas em cotas inferiores ao nível da rua ou até mesmo inferior à rede coletora de águas pluviais, torna-se impossível o lançamento das águas de



chuva na sarjeta ou na própria rede. Assim, medidas estruturais também usadas para controle de inundação no lote podem ser adotadas com a finalidade de ser evitado o lançamento das águas de chuvas nas redes coletoras de esgotos sanitários. Dentre estas estruturas pode-se destacar:

- Sistema de bombeamento (elevatória) das águas de chuvas até as sarjetas ou galeria de águas pluviais;
- Infiltração no subsolo, através de valas de infiltração ou poço absorvente;
- Pavimentos permeáveis;
- Trincheiras de infiltração.
- Soluções locais ou regionais, a serem estudadas de caso a caso.

## 7 – BIBLIOGRAFIA

### 7.1 – Bibliografia referenciada

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 9649 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro. ABNT. 1986. 10p.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 568 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário**. Rio de Janeiro. ABNT. 1989. 12p.

Além Sobrinho, P.; Tsutiya, M. T. – **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário** - 1<sup>a</sup> ed. São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP. 1999. 548p.

Almeida Neto, L. P. – **Avaliação dos Componentes da Vazão de Águas Residuárias em Pequenas Comunidades** – In: XXII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária Ambiental. 1990. Santurce, Puerto Rico. pag. 1 – 17.

Azevedo Netto, J. M., (at. al) – **Manual de Hidráulica** – 8<sup>a</sup> ed. São Paulo. Ed. Edgard Blucher. 1998. 669p.

Barbassa, A. P., Wright, L. *Pitfalls of Over-Calibrating a Model of Infiltration and Inflow*. In World Water Congress 2005 - Impacts of Global Climate Change, Anchorage, Alaska, USA, ASCE Conference Proceedings. 2005. Resumo disponível em <http://link.aip.org/link/?ASC/173/215/1>. Acesso em dez/2005.

Barbassa, A.P. **Infiltração e afluxo devidos à precipitação na rede de esgotos sanitários**. São Carlos – UFSCar – DECiv, 2006. 12p.

Bernardes, S. R., Soares, S. R. A. **Esgotos Combinados e Controle de Poluição: estratégias para planejamento do tratamento da mistura de esgotos sanitários e águas pluviais**. Brasília, CAIXA, 2004, 160p.

Barros, R. T. V. *et al.* - **Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para Municípios**, Saneamento. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG. 1995. 221p.

Colombo, A., **Problemas Derivados de lãs Interferências e Interconexiones de Águas de Alcantarillado Cloacal em los Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano**, In: Seminário

Redes de Esgoto Sanitário e Galeria de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões. São Paulo. 2004.

DER – Departamento de Estrada de Rodagem. **Manual de Drenagem Rodoviária**. Governo do Estado de São Paulo. 1998. 291 pg.

Delmée, G. J., **Manual de Medição de Vazão**, 2<sup>a</sup>. ed. São Paulo. Ed. Edgard Blucher, 1982. 464p.

Fernandes, C. – **Esgoto Sanitário** - 1<sup>a</sup> ed. João Pessoa. Ed. Universitária UFPB. 1997. 435p.

Ferreira, M. P., Reda, A. L. L., **Perturbação na Vazão e na Qualidade do Esgoto Afluente a ETE: observações na Região Metropolitana de São –Paulo durante tormentas** – In: Seminários Redes de Esgoto Sanitários e Galerias de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões. São Paulo. 2004. 13 p.

Gehling, G. R.; Benetti, A. D., **Aceitabilidade de Sistema Combinado de Esgotos em Planos Diretores de Esgotamento Sanitário**. – In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH. 2005. João Pessoa/PB.

Germano, A.; Tucci, C. E. M.; Silveira, A. L. L. **Estimativa dos Parâmetros do Modelo IPH II para Algumas Bacias Urbanas Brasileiras**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. ABRH. 1998. 3(4), p. 89-101.

Hanal, F. Y. Campos, J. R. **Avaliação da Infiltração na Rede de Coletora de Esgotos na Bacia do Ribeirão do Ouro da Cidade de Araraquara-SP**. - In: XIX Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES. 1997. Curitiba/PR.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico**. 2000. IBGE. Rio de Janeiro. 487p.

Jordão, E. P. Pessoa, C. A. **Tratamento de Esgoto Doméstico**, 4<sup>a</sup>. ed. ABES. Rio de Janeiro, 2005. 906 p.

Mello, G. S. L., Reda, A. L. L. – **Impacto de Tormentas Urbanas sobre a Variação na Qualidade do Esgoto Sujeito a Inclusões de Drenagem** - In: 22<sup>o</sup>. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES. 2003. Joinville/SC.

- Metcalf & Eddu, Inc. **Ingeniería Sanitaria, Tratamiento, evacuación y reutilización de águas residuales**, 2<sup>a</sup>. ed., Ed. Labor S/A. Barcelona. 1985. 969p.
- Pauli, D. R. **Impacto das Vazões Incontroladas na Operação das Redes Coletoras de Esgotos Sanitários**. Dissertação de Mestrado. Universidade Mackenzie. São Paulo, 1998
- Pereira, C. E. B., et al, **Efeito do Aporte de Águas Pluviais ao Sistema de Esgotos Sanitários: Variação da Vazão Afluente à Estação de Tratamento de Esgotos**. – In: 22<sup>o</sup>. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES. 2003, Joinville/SC.
- Pereira, R. A. (et all.), **Estudos de Condições de Influxo e Infiltração no Sistema de Esgotos de Barueri**. In: XV Encontro Técnico AESABESP. 2004. São Paulo.
- Prefeitura Municipal de Borborema. Departamento de Obras. **Mapa Cartográfico do Perímetro Urbano**. Borborema, 2004.
- Reda, A. L. L. – **Operação dinâmica do tratamento de esgoto sujeita a incursões de águas pluviais: sugestões para planejamento e projeto visando o futuro controle da qualidade de águas pluviais** – In: Seminários Redes de Esgoto Sanitários e Galerias de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões. São Paulo. 2004.
- Sazaki, E; Pereira, L. G. – **Sistema de Medição de Esgoto em Canal Aberto**. Campinas. SANASA. 2002. 15p.
- Schifini, J. P., **El Sistema Pluviocloacal de Quito Y Sus Parroquias Diagnóstico Y Planteo de Soluciones**. In: Seminário Redes de Esgoto Sanitário e Galeria de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões. São Paulo. 2004.
- Tsutiya, M. T., Bueno, R. C. R. – **Contribuição de Águas Pluviais em Sistema de Esgoto Sanitário no Brasil**. In: Seminários Redes de Esgoto Sanitários e Galerias de Águas Pluviais: Interferências e Interconexões. São Paulo. 2004. 17 p.
- Tsutiya, M. T., Bueno, R. C. R., Cintra, E. M., Reami, L. - **Contribuição de Águas Pluviais em Sistemas de Esgotos Sanitários. Estudo de Caso da Cidade de Franca, Estado**

**de São Paulo**, In: 22º. Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2003. ABES. Joinville/SC.

Tucci, C. E. M – **Drenagem Urbana**. 1ª ed. Porto Alegre. Ed. da Universidade/UFRS. ABRH. 1995. 425p.

Tucci, C. E. M. **Coefficiente de Escoamento e Vazão Máxima Aplicada de Bacias Urbanas**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. ABRH. 2000. 5(1), p. 61-68.

Tucci, C. E. M, (at. all) – **Hidrologia – Ciência e Aplicação**. 2ª ed. Porto Alegre. Ed. da Universidade/UFRS: ABRH. 2001. 943p.

Tucci, C. E. M. Parâmetros do hidrograma unitário para bacias urbanas brasileiras. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2003. 8(2), p. 195-199.

## 7.2 – Bibliografia consultada

- Baptista, M. B. (at. al) – **Hidráulica Aplicada**. 1<sup>a</sup> ed. Porto Alegre. Ed. da Universidade/UFRS: ABRH. 2001. 619p.
- Bloch, S. C. **Excel para engenheiros e cientistas**. 2<sup>a</sup> ed. 2004. Rio de Janeiro. RJ LTC. 225p.
- Castro, L. M. A., Cordeiro Netto, O. M., **Análise Multicritério para Avaliação de Drenagem Urbana Proposição de Indicadores e de Sistemática de Estudo**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 9 n. 4 Out. /Dez. 2004. pg. 5 – 19.
- CETESB – **Drenagem Urbana**. 3<sup>a</sup> ed. São Paulo. CETESB. 1986. 452p.
- Eagleson, P. S. **Dynamic Hydrology**, New York, MacGraw-Hill Book, 1970.
- Kawakita, K – **Medição de Descarga de Efluentes em Redes Coletoras de Esgoto – O Caso do Porto de Santos**. In: XX Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES. 1999. Rio de Janeiro/RJ. – I-073 - p. 307 – 316.
- Schultz, N. U.; Wood, D. M.; Adderly, V.; Bennett D. – **RDII Quantification Research Results**. (1999).
- Vilella, S. M., Mattos, A. **Hidrologia Aplicada**. 1<sup>a</sup> ed. Rio de Janeiro. Ed. McGraw-Hill do Brasil. 1979. 245p.
- Von Sperling, M. **Lagoas de Estabilização**. 1<sup>a</sup> ed. Belo Horizonte. DESA UFMG. 1996. 134p.
- Tucci, C. E. M. **Parâmetros do Hidrograma Unitário para Bacias Urbanas Brasileiras**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 8, N. ° 2. 2003. pág. 195.
- Werkema, M. C. C. **Análise de regressão: como entender o relacionamento entre as variáveis de um processo**. Belo Horizonte. Fundação Chistiano Ottoni. Escola de Engenharia da UFMG. 1996. 313p.
- Wilken, P. S. – **Engenharia de Drenagem Superficial**. 1<sup>a</sup> ed. São Paulo. CETESB. 1978. 478p.

## **ANEXO I**

**Planilha de Coleta de dados para aferição da calha Parshall e da bomba de sucção.**

MEDIDAS DE VOLUME ESCOADO NO POÇO DA EEE PARA AFERIÇÃO DA CALHA PARSHALL E DA BOMBA								
ITEM	Leituras Relógio (hh:mm:ss)	Leituras regua (mm)	Varição do tempo entre leituras (hh:mm:ss) (s)	Varição do NA entre leituras (m)	Volume armazenado entre leituras (m3)	Vazão medida entre leituras (m3/h)	Vazão medida entre leituras (m3/s)	Vazão de Bombeamento (m3/h)
1	8:13:37 08:19:42	4,489 4,827	00:06:05 365	0,34	14,365	141,682	0,03936	
2	08:31:06 08:37:13	4,491 4,825	00:06:07 367	0,334	14,195	139,242	0,03868	213,95
3	08:50:17 08:55:31	4,49 4,837	00:05:14 314	0,347	14,747	169,079	0,04697	236,80
4	09:12:31 09:17:19	4,491 4,825	00:04:48 288	0,334	14,195	177,437	0,04929	227,54
5	09:36:49 09:41:34	4,491 4,842	00:04:45 285	0,351	14,917	188,431	0,05234	234,33
6	10:02:19 10:06:19	4,491 4,842	00:04:00 240	0,351	14,917	223,762	0,06216	266,90
7	10:28:51 10:31:42	4,409 4,755	00:02:51 231	0,346	14,705	229,168	0,06366	268,32
8	10:51:27 10:55:24	4,287 4,620	00:03:57 237	0,333	14,152	214,974	0,05972	257,97
9	11:12:22 11:16:25	4,287 4,611	00:04:03 243	0,324	13,770	204,000	0,05667	252,69
10	11:33:56 11:37:37	4,281 4,616	00:03:41 221	0,335	14,237	231,923	0,06442	280,69
11	11:53:57 11:57:47	4,291 4,613	00:03:50 230	0,322	13,685	214,199	0,05950	262,88
12	13:14:23 13:19:15	4,281 4,615	00:04:52 292	0,334	14,195	175,006	0,04861	
13	13:33:00 13:38:52	4,28 4,612	00:05:52 352	0,332	14,110	144,306	0,04009	205,88
14	13:50:06 13:55:38	4,281 4,615	00:05:32 332	0,334	14,195	153,921	0,04276	229,74
15	14:07:09 14:12:38	4,285 4,626	00:05:29 329	0,341	14,492	158,580	0,04405	234,08
16	14:23:03 14:29:13	4,285 4,619	00:06:10 370	0,334	14,195	138,113	0,03836	219,88
17	14:39:54 14:45:35	4,279 4,617	00:05:41 341	0,338	14,365	151,654	0,04213	232,33
18	14:54:22 15:01:05	4,279 4,625	00:06:43 403	0,346	14,705	131,359	0,03649	231,81
19	15:10:56 15:16:52	4,28 4,62	00:05:56 356	0,34	14,450	146,123	0,04059	234,14
20	15:25:24 15:32:19	4,285 4,622	00:06:55 415	0,337	14,322	124,243	0,03451	224,95
21	15:41:42 15:48:35	4,285 4,624	00:06:53 413	0,339	14,407	125,586	0,03488	217,71
22	15:57:22 16:05:17	4,281 4,615	00:07:55 475	0,334	14,195	107,583	0,02988	204,55
23	16:13:09 16:22:06	4,28 4,612	00:08:57 537	0,332	14,110	94,592	0,02628	202,21
24	16:30:58 16:38:06	4,281 4,615	00:07:08 428	0,334	14,195	119,397	0,03317	215,45
25	16:46:06 16:54:25	4,285 4,626	00:08:19 499	0,341	14,492	104,555	0,02904	213,25
26	17:02:41 17:10:40	4,285 4,619	00:07:59 478	0,334	14,195	106,908	0,02970	209,94
27	17:19:30 17:26:41	4,279 4,617	00:07:11 431	0,338	14,365	119,986	0,03333	217,56



MEDIDAS DE VOLUME ESCOADO NO POÇO DA EEE PARA AFERIÇÃO DA CALHA PARSHALL E DA BOMBA								
ITEM	Leituras Relógio (hh:mm:ss)	Leituras regua (mm)	Variação do tempo entre leituras (hh:mm:ss) (s)	Variação do NA entre leituras (m)	Volume armazenado entre leituras (m3)	Vazão medida entre leituras (m3/h)	Vazão medida entre leituras (m3/s)	Vazão de Bombeamento (m3/h)
1	07:21:56 07:30:10	4,279 4,625	00:08:14 494	0,346	14,705	107,162	0,02977	
2	07:37:38 07:46:14	4,28 4,62	00:08:36 516	0,34	14,450	100,814	0,02800	216,93
3	07:54:37 08:03:03	4,285 4,622	00:08:26 506	0,337	14,322	101,899	0,02831	204,41
4	08:11:39 08:19:09	4,285 4,624	00:07:30 450	0,339	14,407	115,260	0,03202	215,78
5	08:28:28 08:35:40	4,281 4,615	00:07:12 432	0,334	14,195	118,291	0,03286	209,71
6	08:45:16 08:52:07	4,285 4,619	00:06:51 411	0,334	14,195	124,335	0,03454	213,05
7	09:03:02 09:09:38	4,287 4,611	00:06:36 396	0,324	13,770	125,182	0,03477	200,86
8	09:20:47 09:26:40	4,281 4,616	00:05:53 353	0,335	14,237	145,198	0,04033	221,81
9	09:37:09 09:43:14	4,291 4,613	00:06:05 265	0,322	13,685	185,909	0,05164	264,23
10	09:54:43 10:00:40	4,281 4,615	00:05:57 357	0,334	14,195	143,143	0,03976	217,31
11	10:12:05 10:17:43	4,28 4,612	00:05:38 338	0,332	14,110	150,284	0,04175	224,44
12	10:29:18 10:35:05	4,281 4,615	00:05:47 347	0,334	14,195	147,268	0,04091	220,80
13	10:47:52 10:53:14	4,287 4,611	00:05:22 322	0,324	13,770	153,950	0,04276	218,58
14	11:06:31 11:12:59	4,291 4,613	00:06:28 388	0,322	13,685	126,974	0,03527	188,79
15	11:27:59 11:31:30	4,281 4,615	00:03:31 211	0,334	14,195	242,189	0,06727	298,97
16	11:49:00 11:52:40	4,28 4,612	00:03:40 220	0,332	14,110	230,890	0,06414	279,27
17	12:06:47 12:11:08	4,489 4,827	00:04:21 261	0,338	14,365	198,137	0,05504	259,19
18	12:26:06 12:31:39	4,491 4,825	00:05:33 333	0,334	14,195	153,459	0,04263	210,37
19	12:44:33 12:50:09	4,49 4,837	00:05:36 336	0,347	14,747	158,009	0,04389	226,60
20	13:02:12 13:08:07	4,491 4,825	00:05:55 355	0,334	14,195	143,949	0,03999	214,63
21	14:10:09 14:16:48	4,491 4,842	00:06:39 399	0,351	14,917	134,594	0,03739	
22	14:26:43 14:33:29	4,409 4,755	00:06:46 406	0,346	14,705	130,389	0,03622	219,36
23	14:43:04 14:50:10	4,287 4,620	00:07:06 426	0,333	14,152	119,598	0,03322	208,21
24	14:59:14 15:06:48	4,287 4,611	00:07:34 454	0,324	13,770	109,189	0,03033	200,31
25	15:15:14 15:22:49	4,291 4,613	00:07:35 455	0,322	13,685	108,277	0,03008	205,64
26	15:31:31 15:39:37	4,281 4,615	00:08:06 486	0,334	14,195	105,148	0,02921	203,04
27	15:47:19 15:55:42	4,287 4,611	00:08:23 503	0,324	13,770	98,552	0,02738	205,85
28	16:03:25 16:11:18	4,291 4,613	00:07:53 473	0,322	13,685	104,156	0,02893	210,56
29	16:19:30 16:27:31	4,281 4,615	00:08:01 481	0,334	14,195	106,241	0,02951	210,11
30	16:35:47 16:43:42	4,287 4,611	00:07:55 475	0,324	13,770	104,362	0,02899	204,31
31	16:51:57 16:59:41	4,49 4,837	00:07:44 464	0,347	14,747	114,420	0,03178	221,67
32	17:08:12 17:16:03	4,491 4,825	00:07:51 471	0,334	14,195	108,497	0,03014	208,50
33	17:24:37 17:32:07	4,491 4,842	00:07:30 450	0,351	14,917	119,340	0,03315	223,82
						<b>Vazão média da bomba</b>	<b>225,40</b>	