

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE PAVIMENTOS PERMEÁVEIS PARA O  
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA FONTE**

**LAURA ALBUQUERQUE ACIOLI**

*Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.*

**Orientador:** André Luiz Lopes da Silveira

**Co-orientador:** Joel Avruch Goldenfum

**Banca Examinadora**

Prof. Dr. Vladimir Caramori Borges de Souza – DAE/UFAL

Prof. Dr. Carlos Eduardo Morelli Tucci – IPH/UFRGS

Prof. Dr. Walter Collischonn – IPH/UFRGS

**Porto Alegre, Março de 2005**

## **I. APRESENTAÇÃO**

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do professor André Luiz Lopes da Silveira, e co-orientação do professor Joel Avruch Goldenfum.

Utilizo esse espaço para agradecer a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho.

Inicialmente, deixo meus agradecimentos ao IPH/UFRGS, por ter me acolhido durante esse tempo dedicado ao Curso de Mestrado; à CAPES, pela bolsa de estudos a mim creditada para a realização do trabalho; à FINEP, pelo financiamento do projeto IPH/URB, no qual está inserido o presente estudo; à Prefeitura Municipal de Porto Alegre, que através da equipe da SMOV colaborou imensamente para a construção do Pavimento Permeável; ao LAPAV/UFRGS, que contribuiu nos aspectos mecânicos do pavimento; à CONCEPA e à ABINT, pelo fornecimento de materiais para o pavimento.

Agradeço aos meus orientadores: professor Joel, por me apresentar ao trabalho e conduzi-lo tão eloqüentemente em sua fase inicial; e ao professor André, que me orientou na fase de análise de dados e confecção da dissertação. Aos dois agradeço pelo apoio, paciência e estímulos transmitidos. Agradeço também aos membros da banca examinadora, que deixou valiosas contribuições para o trabalho.

Às pessoas que, durante esse extenso trabalho, me ajudaram nas fases de ensaios de solos, execução do pavimento, análise dos dados e confecção da dissertação: às meninas da biblioteca, ao pessoal da vice-direção, Augustin, Dalton, Prof. David, Douglas, Gregori, Humberto, Joana, D. Lygia, Prof. Louzada, Luciane, Prof. Marcos Leão, Nadir, Prof. Nilza, Paulo Edson, Prof. Paulo Kroeff, Seu Renato, Seu Rodrigues, Sidnei e Prof. Tucci.

Agradeço especialmente à minha família, pelo apoio emocional e financeiro, pelo incentivo, e acima de tudo, pelo amor que sempre me deram. Agradeço principalmente aos meus pais, Marcone e Tereza, e também aos meus irmãos Beatriz e Marquinho, que dividem comigo o desafio de viver a 3500 km longe de casa.

Aos amigos que conquistei e com quem convivi durante essa caminhada, agradeço de todo coração: Adriano, Andréa, Ane, Chris, Dani, Daniel, Diego, Diogo, Eduardo, Elba, Emilia, Fernanda, Fernando, Herenice, Jean, Joana, Karina, Luis Gustavo, D. Lurdes, Marcio, Marilu, Mariza, Marta, Nilson, Omar, Roger, Ruberto, Ruti, Rys, Sidnei, Tereza, Vanessa, Vlad, Walter.

Agradeço aos amigos do PET, da Engenharia, e da UFAL, principalmente ao Roberaldo e à Cleuda, que me deram incentivo, e me fizeram acreditar que era possível vencer esse desafio. À amigas Luciana e Luciene, que têm um lugar especial em meu coração.

Agradeço ao Dante, que tem sido muito importante para mim, me dando apoio, incentivo e compreensão nos momentos difíceis, e com quem adoro compartilhar também os bons momentos da minha vida.

Por fim, agradeço ao responsável por todas as minhas conquistas, por minha saúde, paz, felicidade e que é fonte de sabedoria eterna: muito obrigada, Meu Deus!!!

## **II. RESUMO**

Técnicas atuais de Gerenciamento da Drenagem Urbana preconizam que a drenagem da água da precipitação seja realizada com o uso de dispositivos de controle que agem na fonte do escoamento superficial. Tais dispositivos têm o objetivo de recuperar a capacidade natural de armazenamento do solo, reduzida devido aos impactos da urbanização. Com o desvio do escoamento das áreas impermeáveis para esses dispositivos, o solo recupera as condições de escoamento anteriores à urbanização.

A presente dissertação descreve um experimento inédito no Brasil, onde foi aplicada a técnica do Pavimento Permeável. Foi montado um aparato experimental que possibilita o monitoramento do desempenho do dispositivo, com o objetivo principal de analisar a viabilidade técnica da utilização de um pavimento permeável de baixo custo e tecnologia simples, no controle da geração de escoamento superficial na fonte. Com o trabalho, permitiu-se uma maior difusão do conhecimento e propagação da técnica, ainda pouco dominada pelos engenheiros e contratantes.

A obra consta de um lote de estacionamento de aproximadamente 264m<sup>2</sup>, que foi dividido em duas partes iguais, onde foram utilizados os seguintes revestimentos: asfalto poroso, de granulometria aberta; blocos vazados intertravados de concreto. O experimento foi projetado para permitir o monitoramento quali-quantitativo dos escoamentos nos dois tipos de pavimento, com relação à redução no escoamento superficial, quando sujeitos às condições de tráfego encontradas na prática, no lote de estacionamento situado próximo ao bloco de ensino do IPH/UFRGS. São discutidos aspectos relacionados às condições de funcionamento, adequação dos materiais empregados, eficiência do dispositivo e custos envolvidos. A avaliação da eficiência hidráulica-hidrológica do dispositivo foi feita através do monitoramento e análise de dados de precipitação, armazenamento no reservatório, escoamento superficial e umidade no solo subjacente.

O pavimento permeável se mostrou uma técnica eficiente de controle na fonte do escoamento superficial. Foram obtidas taxas médias de 5% de escoamento superficial para a superfície com revestimento asfáltico, e de 2,3% para o revestimento em blocos vazados intertravados. Os dados de armazenamento mostraram que em nenhum evento o volume armazenado superou 25% da capacidade máxima do reservatório. Ainda com base nesses dados, verificou-se que a metodologia de dimensionamento utilizada super-dimensionou a estrutura reservatório. A importância do dimensionamento preciso da estrutura é evidenciada pela estimativa dos custos, onde se verifica que o reservatório de britas contribui para uma significativa parcela dos custos totais.

### **III. ABSTRACT**

Actual techniques of urban drainage management give priority to the adoption of source control procedures, by the use of control devices, that try to recover the natural capacity and storage of the soil, where they have been reduced by urbanization, with runoff from impermeable areas being diverted to retention devices or infiltration areas.

The present dissertation describes an experiment, new to Brasil, where it was applied the Permeable Pavement technique. An experimental apparatus that allows the monitoring of device's performance was installed, with the main goal of analyzing the technical feasibility of a permeable pavement, with low costs and simple technology, to improve runoff control at source. With this work, it was allowed a bigger diffusion of the available knowledge and of the technique, mostly unknown by engineers and local contractors.

The device consists of a parking lot of approximately 264m<sup>2</sup>, which was divided in two equal parts, where the following coverings were used: asphalt with open granular structure and concrete garden blocks. The experiment was designed to allow qualitative and quantitative monitoring of water flow in both types of pavement, when subjected to the usual traffic conditions in the parking lot near the IPH/UFRGS building.

Aspects related to functioning conditions are discussed, such as the adequacy of employed materials, efficiency of the device and related costs. The assessment of the hydraulic-hydrological device's efficiency was done through the monitoring and analysis of precipitation, reservoir storage, superficial runoff and soil humidity data.

The permeable pavement revealed to be an efficient runoff source control technique. Mean runoff coefficients of 5% for the porous asphalt surface, and of 2,3% for the garden blocks surface were obtained. Storage data show that the accumulated volume in the reservoir never exceeded 25% of the storage capacity of the reservoir. Still based on these data, it was detected that dimensioning method used in the project caused overestimation of the reservoir structure. The importance of the accurate dimensioning of the structure is evidenced by the estimation of costs, where the stones reservoir contributes with a significant part of total costs.

## IV. ÍNDICE

<b>I. APRESENTAÇÃO</b> .....	<b>II</b>
<b>II. RESUMO</b> .....	<b>IV</b>
<b>III. ABSTRACT</b> .....	<b>V</b>
<b>IV. ÍNDICE</b> .....	<b>VI</b>
<b>V. LISTA DE FIGURAS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>VI. LISTA DE TABELAS</b> .....	<b>XII</b>
<b>VII. LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	<b>XIV</b>
<b>VIII. LISTA DE SIGLAS</b> .....	<b>XVI</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
<b>2. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS</b> .....	<b>3</b>
2.1. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS E O CONTROLE NA FONTE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL .....	3
2.2. BREVE HISTÓRICO DA IMPLANTAÇÃO EM OUTROS PAÍSES .....	8
2.3. TIPOS DE PAVIMENTOS PERMEÁVEIS .....	10
2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS .....	12
2.5. CRITÉRIOS DE PROJETO E DIMENSIONAMENTO .....	14
2.5.1. <i>Análise de viabilidade</i> .....	14
2.5.2. <i>Estudos básicos</i> .....	14
2.5.3. <i>Escolha dos materiais</i> .....	18
2.5.4. <i>Dimensionamento mecânico</i> .....	24
2.5.5. <i>Dimensionamento hidráulico-hidrológico</i> .....	24
2.6. PAPEL HIDROLÓGICO DOS PAVIMENTOS PERMEÁVEIS .....	29
2.7. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS E A QUALIDADE DA ÁGUA DE INFILTRAÇÃO.....	31
2.8. OPERAÇÃO, MANUTENÇÃO E DURABILIDADE .....	33
2.9. PRINCÍPIOS PARA ANÁLISE DE CUSTOS .....	35
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>38</b>
3.1. ESTRATÉGIA METODOLÓGICA.....	38
3.2. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO .....	39
3.2.1. <i>Localização</i> .....	39
3.2.2. <i>Levantamento prévio à construção do experimento</i> .....	43
3.2.3. <i>Ensaio de caracterização no solo subjacente</i> .....	50
3.3. VARIÁVEIS DE CONTROLE .....	57
3.4. ESTRUTURA FÍSICA E DE MONITORAMENTO .....	58
3.4.1. <i>Camada superficial</i> .....	58

3.4.2.	<i>Camada reservatório</i> .....	59
3.4.3.	<i>Interface entre as camadas</i> .....	60
3.4.4.	<i>Estruturas de Monitoramento</i> .....	60
3.5.	PROJETO E DIMENSIONAMENTO.....	69
3.5.1.	<i>Determinação do volume do reservatório</i> .....	69
3.5.2.	<i>Dimensionamento das calhas de coleta do escoamento superficial</i> .....	72
3.5.3.	<i>Dimensionamento dos drenos extravasores</i> .....	73
3.6.	A IMPLANTAÇÃO DO DISPOSITIVO EXPERIMENTAL.....	74
3.6.1.	<i>O pavimento propriamente dito</i> .....	74
3.6.2.	<i>Aparato experimental</i> .....	80
3.7.	METODOLOGIA DE ANÁLISE DO DESEMPENHO HIDRÁULICO.....	84
3.7.1.	<i>Variável de entrada</i> .....	84
3.7.2.	<i>Armazenamento</i> .....	85
3.7.3.	<i>Variáveis de saída</i> .....	86
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	<b>89</b>
4.1.	ANÁLISE DO PROCESSO DE IMPLANTAÇÃO DO PAVIMENTO, ADEQUAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS E AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA FÍSICA.....	89
4.1.1.	<i>Processo de implantação dos pavimentos</i> .....	90
4.1.2.	<i>Adequação dos materiais e avaliação física</i> .....	92
4.2.	AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO DO DISPOSITIVO.....	96
4.2.1.	<i>Formatação dos dados e seleção dos eventos</i> .....	97
4.2.2.	<i>Análise de variáveis hidrológicas e hidráulicas</i> .....	98
4.3.	AVALIAÇÃO DO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO.....	115
4.4.	MANUTENÇÃO.....	119
4.5.	ANÁLISE DE CUSTOS.....	120
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b> .....	<b>125</b>
5.1.	CONCLUSÕES.....	125
5.2.	RECOMENDAÇÕES.....	127
<b>6.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	<b>129</b>
<b>7.</b>	<b>ANEXO – ANÁLISE DETALHADA DE ALGUNS EVENTOS</b> .....	<b>136</b>

## V. LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Módulos de 1m <sup>2</sup> utilizados na simulação do escoamento superficial. (Araújo <i>et al.</i> , 2000).....	5
Figura 2.2. Escoamento superficial observado nas diversas superfícies ensaiadas, para chuva com tempo de retorno de 5 anos. (Araújo <i>et al.</i> 2000).....	6
Figura 2.3. Simulação da bacia do arroio Moinho, para uma chuva de tempo de retorno de 5 anos. (Souza <i>et al.</i> , 2001) .....	7
Figura 2.4. Exemplo dos diferentes tipos de pavimento com reservatório estrutural (Extraído de Azzout <i>et al.</i> , 1994). .....	11
Figura 2.5. Esquema dos tipos de pavimentos permeáveis (Adaptado de Schueler, 1987). ....	12
Figura 2.6. Fluxograma para análise de viabilidade. (Adaptado de Azzout <i>et al.</i> , 1994) .....	15
Figura 2.7. Divisão do reservatório em células para terrenos com declividade significativa. (Adaptado de UDFCD, 2002).....	16
Figura 2.8. (1) Pavimento poroso em asfalto; (2) Pavimento poroso em concreto; (3) Pavimento permeável com blocos pré-moldados de concreto .....	20
Figura 2.9. Exemplos de aplicação dos anéis de plástico.....	22
Figura 2.10. Exemplo de estrutura alveolar.....	23
Figura 2.11. Determinação do volume de armazenamento através da máxima diferença entre a curva de entrada e a de saída da estrutura de controle. ....	26
Figura 2.12. Efeito dos dispositivos de controle na fonte sobre o hidrograma da bacia. (Adaptado de Tucci e Genz, 1995).....	30
Figura 3.1. Foto do pavimento permeável visto do alto. ....	40
Figura 3.2. Seção transversal do pavimento permeável. ....	40
Figura 3.3. Planta baixa do pavimento com suas principais dimensões e com a localização dos pontos de coleta de amostras para realização dos ensaios de caracterização do solo. ....	41
Figura 3.4. Calhas utilizadas para isolar o pavimento da contribuição do escoamento superficial. ....	42
Figura 3.5. Foto dos drenos obstruídos com passagem de água e sedimentos para o pavimento. ....	43
Figura 3.6. Sondagem de pontos para a caracterização do solo no estacionamento. ....	44
Figura 3.7. Curva de Distribuição Granulométrica do solo presente na base do pavimento....	45
Figura 3.8. Soquete de compactação e cilindro de compactação utilizados no ensaio Proctor Normal.....	46



Figura 3.9. Aparelho usado para realização do ensaio ISC.....	47
Figura 3.10. Esquema de montagem do infiltrômetro de anéis concêntricos e foto do ensaio realizado no pavimento.....	48
Figura 3.11. Caracterização topográfica da área do experimento (cotas em metros).....	50
Figura 3.12. Esquema do ensaio de condutividade hidráulica pelo método do poço invertido (Fonte: Cauduro e Dorfman, 1990). .....	53
Figura 3.13. Esquema de montagem do ensaio do piezômetro auto-obturador (Oliveira e Schnaid, 2000). .....	55
Figura 3.14. Esquema de realização do ensaio da curva de retenção com o método das painelas de pressão. (Cauduro e Dorfman, 1990). .....	56
Figura 3.15. Curva de retenção de água pelo solo.....	57
Figura 3.16. (a) Revestimento do pavimento com blocos intertravados de concreto, preenchidos com tufos de grama; (b) Revestimento do pavimento com asfalto pré-misturado a frio de granulometria aberta.....	59
Figura 3.17. Amostra da brita utilizada na camada reservatório.....	60
Figura 3.18. Distribuição dos dispositivos de monitoramento do pavimento permeável.....	61
Figura 3.19. Poços de observação e protetor dos eletrodutos em concreto.....	62
Figura 3.20. Esquema ilustrativo (fora de escala) dos reservatórios coletores dos escoamentos com suas dimensões. ....	64
Figura 3.21. Esquema ilustrativo do vertedor para medição da vazão extravasada.....	65
Figura 3.22. Gráfico comparativo entre as equações teórica e real do vertedor utilizado.....	65
Figura 3.23. Sensor de pressão para medição de coluna d'água. ....	66
Figura 3.24. Guias de ondas confeccionados pela equipe do projeto.....	67
Figura 3.25. Estação meteorológica próxima ao pavimento. ....	68
Figura 3.26. Foto do pluviógrafo PVG1.....	69
Figura 3.27. Representação do corte longitudinal do pavimento. ....	71
Figura 3.28. Revestimento anterior do pavimento com blocos de granito.....	74
Figura 3.29. Escavação da camada reservatório com retro-escavadeira. ....	75
Figura 3.30. Septo enterrado para separação dos reservatórios.....	75
Figura 3.31. Assentamento do filtro geotêxtil. ....	76
Figura 3.32. Assentamento da camada de brita.....	76
Figura 3.33. Nivelamento dos blocos intertravados, e colocação de tufos de grama nas aberturas dos blocos. ....	77
Figura 3.34. Assentamento do revestimento asfáltico.....	78

Figura 3.35. Instalação das guias de ondas para TDR e, no detalhe, o protetor do conector já instalado.....	80
Figura 3.36. Assentamento dos drenos de fundo (a) e dos drenos extravasores (b).....	81
Figura 3.37. Assentamento de coletor de água para análise qualitativa, e a cobertura com lâ-de-vidro no detalhe. ....	82
Figura 3.38. Instalação dos sensores de nível do pavimento.....	83
Figura 3.39. Corte longitudinal fora de escala do pavimento com indicação das grandezas que determinam o armazenamento no reservatório.....	86
Figura 3.40. Esquema do pavimento ao término da precipitação.....	88
Figura 4.1. Acúmulo de folha nas calhas coletoras do escoamento superficial. ....	91
Figura 4.2. Acúmulo de sedimentos nos blocos devido a obra próxima. ....	92
Figura 4.3. Depressões no revestimento asfáltico. ....	93
Figura 4.4. Assentamento correto (a) e incorreto (b) dos blocos vazados.....	94
Figura 4.5. Acúmulo de sujeira no pavimento.....	95
Figura 4.6. Comportamento do pavimento durante evento de precipitação.....	95
Figura 4.7. Distribuição das precipitações analisadas com relação à IDF de Bemfica <i>et al.</i> (2000). ....	99
Figura 4.8. Preenchimento das partes vazadas dos blocos com água da chuva. ....	102
Figura 4.9. Transporte de areia dos blocos vazados para o asfalto pelo rolo compressor.....	102
Figura 4.10. Gráfico de correlação entre os coeficientes de escoamento superficial e a precipitação total do evento.....	103
Figura 4.11. Gráfico de relação entre os coeficientes de escoamento superficial e a data do evento. ....	103
Figura 4.12. Gráfico do armazenamento para os eventos do mês de julho/2004.....	105
Figura 4.13. Gráfico do armazenamento para os eventos dos meses de setembro e novembro/2004.....	105
Figura 4.14. Esquema do corte longitudinal do pavimento durante a precipitação.....	107
Figura 4.15. Identificação das tendências de infiltração linear. ....	108
Figura 4.16. Identificação das tendências de infiltração linear. ....	109
Figura 4.17. Relação entre a taxa de infiltração e a intensidade de infiltração no solo.....	111
Figura 4.18. Gráfico de relação entre taxa de infiltração e intensidade de precipitação.....	111
Figura 4.19. Esquema do pavimento ao término da precipitação.....	112
Figura 4.20. Gráfico exemplo de esvaziamento no reservatório. ....	113
Figura 4.21. Exemplos de gráficos de armazenamento previsto e observado.....	117

Figura 4.22. Evolução do coeficiente de escoamento superficial ao longo do tempo de monitoramento.....	119
Figura 4.23. Gráfico do custo unitário dos dois tipos de pavimento em função da espessura do reservatório, com indicação da altura utilizada no pavimento em estudo.....	123
Figura 7.1. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 14 de maio de 2004.....	137
Figura 7.2. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 10 de junho de 2004.....	139
Figura 7.3. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 3 de julho de 2004.....	140
Figura 7.4. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 14 de julho de 2004.....	142
Figura 7.5. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 30 de julho de 2004.....	144
Figura 7.6. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 6 de agosto de 2004.....	145

## **VI. LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1. Comparativo entre os tipos de material para a camada superficial .....	21
Tabela 2.2. Coeficiente de segurança de redução da taxa de infiltração. ....	27
Tabela 2.3. Valores médios de infiltração em eventos chuvosos (Raimbault <i>et al.</i> 2002). ....	31
Tabela 2.4. Redução da concentração de poluentes em pavimentos permeáveis monitorados na França. ....	32
Tabela 3.1. Resultado do ensaio de análise granulométrica. ....	45
Tabela 3.2. Propriedades do solo obtidas em ensaio. ....	47
Tabela 3.3. Resultados do ensaio de infiltração com duplo anel. ....	49
Tabela 3.4. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF1 e INF2. ....	51
Tabela 3.5. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF3 e INF4. ....	51
Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF5 e INF6. ....	52
Tabela 3.7. Resumo dos ensaios de infiltração com duplo anel. ....	52
Tabela 3.8. Resultado do ensaio de condutividade hidráulica com poço invertido. ....	54
Tabela 3.9. Classificação dos solos segundo a condutividade hidráulica. ....	54
Tabela 3.10. Resultados do ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro auto-obturador. ....	55
Tabela 3.11. Composição granulométrica da brita utilizada na camada reservatório do pavimento permeável. ....	59
Tabela 3.12. Parâmetros utilizados na definição do volume de armazenamento do reservatório. ....	70
Tabela 3.13. Cronograma de execução da obra de instalação do pavimento permeável juntamente com os dispositivos de monitoramento. ....	79
Tabela 4.1. Tabela resumo dos eventos monitorados. ....	98
Tabela 4.2. Resumo dos eventos de precipitação analisados. ....	100
Tabela 4.3. Valores de coeficientes de escoamento dos pavimentos permeáveis. ....	101
Tabela 4.4. Resumo dos dados de armazenamento para os eventos analisados. ....	106
Tabela 4.5. Dados de taxa de infiltração e intensidade de precipitação média no período. ...	110
Tabela 4.6. Taxas de infiltração no solo subjacente ao reservatório (mm/h), nos períodos de precipitação nula (durante o esvaziamento do reservatório). ....	114
Tabela 4.7. Valores de umidade do solo no dia anterior e subsequente a alguns eventos. ....	115
Tabela 4.8. Comparação entre o volume do reservatório dimensionado e observado. ....	116
Tabela 4.9. Comparação entre o volume do reservatório dimensionado e observado. ....	117

Tabela 4.10. Resumo dos custos de implantação do pavimento permeável com revestimento em blocos vazados.....	121
Tabela 4.11. Resumo dos custos de implantação do pavimento permeável com revestimento em asfalto poroso.....	121
Tabela 4.12. Custo unitário dos pavimentos e o acréscimo devido ao aumento na espessura do reservatório de britas. ....	122
Tabela 4.13. Resumo dos custos de implantação de um pavimento com blocos de concreto comuns.....	123
Tabela 4.14. Resumo dos custos de implantação de um pavimento com asfalto comum. ....	124
Tabela 7.1. Resumo do evento de 14/05/2004. ....	137
Tabela 7.2. Resumo do evento de 10/06/2004. ....	138
Tabela 7.3. Resumo do evento de 03/07/2004. ....	140
Tabela 7.4. Resumo do evento de 14/07/2004. ....	141
Tabela 7.5. Valores das tavas de infiltração durante esvaziamentos para o evento de 14 de junho de 2004. ....	142
Tabela 7.6. Resumo do evento de 30/07/2004. ....	143
Tabela 7.7. Resumo do evento de 06/08/2004. ....	144

## VII. LISTA DE SÍMBOLOS

$\beta$	Produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo de infiltração
$\Delta h$	Varição de altura
$\Delta S$	Varição do armazenamento
$\Delta t, \partial t$ ou $dt$	Intervalo de tempo
$\gamma$	Razão entre a área de percolação e a área do dispositivo de infiltração, em planta
$\eta$	Porosidade do material de enchimento do reservatório
$\partial$	Símbolo de derivada parcial
a, b, c	Parâmetros da equação IDF
A	Área de contribuição
B	Comprimento do reservatório perpendicularmente à declividade
C, c	Coeficiente de escoamento superficial
cs	Coeficiente de segurança de minoração da taxa de infiltração
e	Índice de vazios do material
ES	Escoamento superficial
EV	Evaporação
$f_s$	Taxa de infiltração no solo
H	Variável altura
H	Profundidade média do volume de acumulação do dispositivo de infiltração, para declividade nula no reservatório
H'	Altura média do reservatório
H <sub>E</sub>	Lâmina d'água de entrada acumulada, medida sobre a área em planta do dispositivo de infiltração
H <sub>S</sub>	Lâmina d'água de saída acumulada, medida sobre a área em planta do dispositivo de infiltração
I	Intensidade de precipitação
I <sub>o</sub>	Declividade do terreno
K	Carga no vertedor
K	Condutividade hidráulica de infiltração
L	Comprimento do reservatório na direção da declividade

P	Altura de precipitação
$P_{\text{calha}}$	Volume precipitado sobre a calha lateral
$P_{\text{coletado}}$	Volume d'água coletado pela calha lateral
$P_{\text{pavimento}}$	Volume precipitado sobre pavimento
$q_s$	Vazão de saída constante do dispositivo de infiltração
Q	Vazão de saída no exutório, ou no vertedor
$Q_e$	Vazão de entrada no volume de controle
$Q_s$	Vazão de saída do volume de controle
$Q_{\text{sup}}$	Volume escoado superficialmente pelas calhas
r	Raio do poço no ensaio do poço invertido
$R^2$	Coefficiente de correlação entre duas variáveis
S	Variável de armazenamento
T ou TR	Período de retorno da precipitação
t	Duração da precipitação, ou variável tempo
$t_{\text{esv}}$	Tempo de esvaziamento do reservatório
$V_{\text{max}}$	Volume máximo de armazenamento no dispositivo de infiltração

## VIII. LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABINT	Associação Brasileira das Indústrias de Nãotecidos e Tecidos Técnicos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRH	Associação Brasileira de Recursos Hídricos
ASCE	American Association of Civil Engineering
BIC	Seminário Brasileiro de Investigações de Campo
CBR	California Bearing Ratio
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
CONCEPA	Concessionária da Rodovia Osório – Porto Alegre S/A
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais – Prefeitura Mun. de Porto Alegre
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
EDUSP	Editora da Universidade de São Paulo
ENCOSAN	Engenharia Construções e Saneamento LTDA
EPA	Environmental Protection Agency
EUA	Estados Unidos da América
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICL	Indústria de Concretos LTDA
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
IP	Índice de Plasticidade
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IPH-URB	Centro de Águas Urbanas – IPH
ISC	Índice de Suporte Califórnia
LAPAV	Laboratório de Pavimentação
LGD	Laboratório Gutierrez Damasco
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MS	Matéria em Suspensão
NOVATECH	International Conference of Sustainable Techniques and Strategies in Urban Water Management
PMF	Asfalto Pré-misturado a frio
PMPA	Prefeitura Municipal de Porto Alegre



PRONEX/FINEP	Programa de Apoio a Núcleos de Excelência
PVC	Polivinil Carbono
PVG	Pluviógrafo
RBRH	Revista Brasileira de Recursos Hídricos
RS	Estado do Rio Grande do Sul
SMOV	Secretaria Municipal de Obras e Viação
SUDERHSA	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento ambiental
TDR	Time Domain Reflectometer
UDFCD	Urban Drainage and Flood Control District
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UWRC	Urban Water Resources Centre
WA	Estado de Washington, EUA
WEF	Water Environment Federation

# **1. INTRODUÇÃO**

## ***1.1. Justificativa***

A ampla impermeabilização do solo urbano devido ao crescimento acelerado das cidades tem contribuído para a geração de eventos de inundação urbana que se repetem e se agravam a cada ano, creditando-se a isso a responsabilidade por 50% do total de vítimas de catástrofes naturais no mundo, entre 1966 e 1990 (Chocat, 1997).

No que se refere à drenagem urbana, o impacto da urbanização é transferido para jusante, ou seja, quem produz o impacto geralmente não é o mesmo que sofre suas conseqüências. Por isso, para uma solução mais adequada do problema, é necessária, em princípio, a interferência da ação pública através da regulamentação e do planejamento, sendo um instrumento importante o denominado Plano Diretor de Drenagem Urbana (Tucci, 2002).

Segundo o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre (Porto Alegre, 2000), alguns princípios devem ser considerados para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana. Dentre eles, há o que prescreve que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural, ou seja, o escoamento durante os eventos chuvosos não pode ser ampliado pela ocupação da bacia, seja em um simples loteamento, seja nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. Uma forma de atender esses princípios é a execução de medidas de controle do escoamento na fonte, e estas serão de responsabilidade daqueles que produzem o aumento do escoamento e a contaminação das águas pluviais.

Dentre os dispositivos que procuram devolver ao solo as condições originais de retenção do escoamento está o pavimento permeável.

O pavimento permeável é um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras, por onde infiltra através do solo, podendo sofrer evaporação ou atingir o lençol freático (Urbonas e Stahre, 1993).

Pesquisas têm sido feitas em vários países, com o intuito de dominar a técnica do pavimento permeável, de avaliar seu comportamento, sua eficiência e durabilidade, sendo que no Brasil, esse dispositivo ainda é pouco conhecido e pouco aplicado.

Neste contexto, o presente trabalho visa contribuir com a inédita implementação e monitoramento de um pavimento permeável no Brasil, e avaliar a viabilidade de seu uso em condições de clima e solo específicas de Porto Alegre, como contribuição para um futuro aperfeiçoamento de seu Manual de Drenagem (Porto Alegre, 2000).

## 1.2. Objetivos

### **Objetivo Geral**

Analisar a viabilidade técnica da utilização de um pavimento permeável de baixo custo e tecnologia simples, para controlar a geração de escoamento superficial na fonte, em uma área de estacionamento sob condições de solo e clima de Porto Alegre.

### **Objetivos Específicos**

- Análise do processo de implantação do pavimento, com avaliação das técnicas construtivas e materiais empregados, assim como sua influência no desempenho do dispositivo;
- Avaliação do desempenho hidráulico e do método de dimensionamento, com relação à eficiência do dispositivo, evidenciada pelo monitoramento do escoamento superficial e do armazenamento temporário da chuva na estrutura do pavimento permeável;
- Análise da estrutura física do pavimento permeável, durante o período de experimentação, avaliando o surgimento de sinais de degradação e problemas de colmatagem; verificação da necessidade de manutenção dos pavimentos e avaliação dos custos de implantação;

Os objetivos acima serão aplicados no uso de dois revestimentos diferentes: (a) asfalto poroso, do tipo pré-misturado a frio com granulometria aberta; e (b) blocos vazados intertravados de concreto.

## **2. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS**

### **2.1. Pavimentos permeáveis e o controle na fonte do escoamento superficial**

O tradicional sistema de drenagem, baseado no rápido afastamento do excesso pluvial, contribui para um aumento nos volumes escoados e vazões de pico e uma redução no tempo do escoamento, fazendo com que os hidrogramas de cheia sejam mais críticos, aumentando-se, assim, a frequência e a gravidade das inundações.

Dentre os principais impactos decorrentes da urbanização, citam-se (CIRIA, 1996):

- Aumento no volume do escoamento superficial;
- Aumento da frequência das inundações, assim como de sua intensidade;
- Redução da umidade do solo, que leva a uma redução do lençol freático;
- Diminuição do escoamento de base dos rios;
- Redução do armazenamento potencial, e da capacidade de transporte dos vales dos rios;
- Aumento na carga de poluentes decorrente da rede pluvial ou do escoamento superficial.

Um dos passos para a modernização do sistema de drenagem urbana é a adoção do controle na fonte da geração do escoamento superficial. SUDERHSA (2002) divide as técnicas alternativas de drenagem em dois grupos, que seguem dois princípios básicos:

- A infiltração da água no solo, quando possível, para reduzir o escoamento superficial à jusante (dispositivos de infiltração).
- O armazenamento provisório da água pluvial, para controlar o escoamento superficial, e limitar a poluição a jusante (dispositivos de retenção e detenção);

Segundo Azzout *et al.* (1994), dentre as vantagens desses tipos de técnicas de drenagem, estão:

- A manutenção das condições de pré-urbanização do local, com relação ao escoamento superficial;
- Custos menores que a solução tradicional, ou ainda, por um custo equivalente, as técnicas oferecem uma proteção superior contra o risco de enchentes;
- Possibilidade de integração estética ao ambiente, chegando a contribuir para a valorização do local. Por exemplo, a utilização de pavimentos permeáveis em

estacionamentos de baixo tráfego, ou ainda podem ser desenvolvidas áreas verdes em um loteamento que sirvam como bacias de detenção.

Apesar dessas vantagens, as técnicas alternativas de drenagem urbana são ainda pouco utilizadas, principalmente nos países em desenvolvimento. *Azzout et al.* (1994) apresentam os fatores que freiam sua utilização:

- São técnicas relativamente novas, onde ainda não se conhece exatamente seu comportamento ao longo do tempo, e não são inteiramente dominadas as técnicas de projeto, execução e manutenção;
- São dispositivos complexos, que podem modificar de maneira importante a ordenação de um local;
- O projeto, a execução, a manutenção e o funcionamento dependem do ambiente no qual estão inseridos os dispositivos, do ponto de vista físico, social e institucional.

*Coombes et al.* (2002) citam ainda que um grande empecilho para o desenvolvimento da aplicação dos dispositivos de controle na fonte é a errônea idéia de que os mesmos possuem implementação mais onerosa e têm benefícios econômicos limitados.

As alternativas de infiltração, detenção e retenção, procuram favorecer os processos hidrológicos alterados durante a urbanização (infiltração, interceptação, amortecimento), objetivando a reconstituição das condições de pré-ocupação. Essas estruturas buscam compensar na fonte os efeitos da urbanização, ou seja, antes que a água atinja a rede de drenagem.

As estruturas de infiltração podem trabalhar tanto na redução das vazões máximas, funcionando como reservatórios de amortecimento, quanto na redução dos volumes escoados, através da infiltração das águas drenadas, podendo desempenhar também um importante papel na remoção e controle de poluentes do escoamento superficial. São, portanto, estruturas que recuperam de forma mais efetiva as condições de pré-ocupação, com relação às estruturas de detenção e retenção, que apenas efetuam função de amortecimento.

Os principais dispositivos de infiltração são (*Tucci e Genz, 1995*):

- Planos de infiltração;
- Valas de infiltração;
- Bacias de percolação;
- Entradas permeáveis na rede de drenagem;
- Trincheiras ou valas permeáveis;
- Meio-fio permeável;
- Pavimentos permeáveis.

Visando um maior domínio e propagação das técnicas alternativas de drenagem urbana, alguns trabalhos têm sido desenvolvidos no Brasil, dentre eles Souza *et al.* (2001) no âmbito da macrodrenagem, e Genz (1994), Agra (2001), Souza (2002) e Araújo *et al.* (2000), no campo da microdrenagem, sendo todos desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

Com seu trabalho desenvolvido no âmbito da microdrenagem, Genz (1994) utilizou um modelo matemático hidrológico para simular um lote padrão de ocupação urbana na cidade de Porto Alegre. Variando as taxas de áreas impermeáveis e considerando diversos tipos de cobertura do solo, o autor verificou os diversos valores de vazão de saída dos lotes, buscando então a introdução de estruturas de amortecimento para retorná-los às condições de pré-ocupação. Com o avanço da impermeabilização do lote, o autor calculou um crescimento de 4,6 a 12% da vazão de pico, e até 20,4% de aumento no volume escoado.

Nos últimos anos, tem sido dada ênfase a trabalhos experimentais, que visam embasar o aperfeiçoamento das técnicas de controle na fonte do escoamento superficial.

Araújo *et al.* (2000) utilizaram um simulador de chuvas para comparar os valores de escoamento superficial gerado por seis diferentes superfícies utilizadas na pavimentação. Foram elas: (i) solo compactado; (ii) concreto convencional; (iii) pavimento de paralelepípedo e juntas de areia; (iv) pavimento com blocos de concreto e juntas de areia; (v) blocos de concreto vazados, preenchidos com areia; (vi) concreto poroso. Foi utilizado um simulador de chuva em módulos de 1m<sup>2</sup> de cada uma das superfícies (ver Figura 2.1), e chegou-se aos valores de coeficientes de escoamento superficial mostrados na Figura 2.2, onde a chuva simulada possui período de retorno de cinco anos. Dentre as superfícies estudadas, o concreto poroso e os blocos vazados apresentaram valores de coeficientes de escoamento superficial da ordem de apenas 5%.

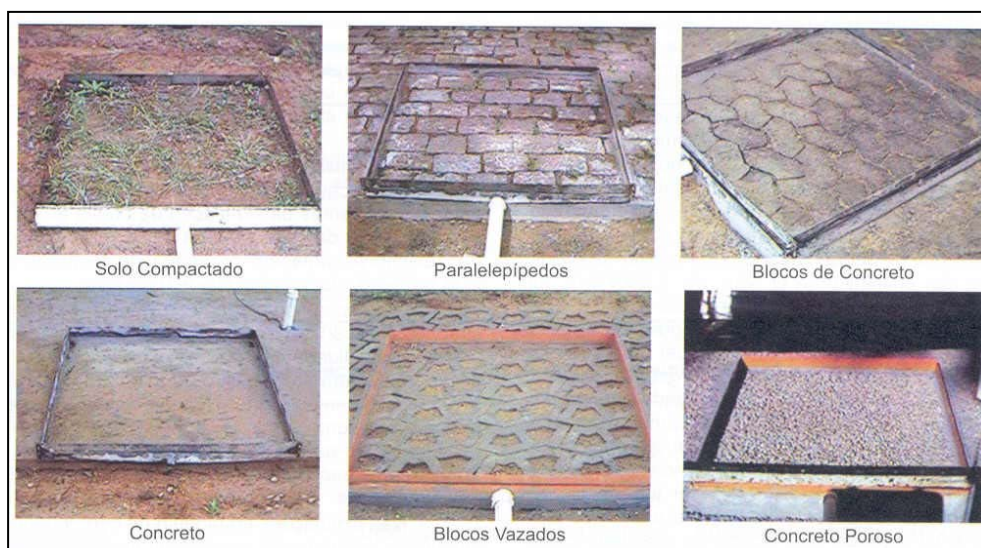


Figura 2.1. Módulos de 1m<sup>2</sup> utilizados na simulação do escoamento superficial. (Araújo *et al.*, 2000)

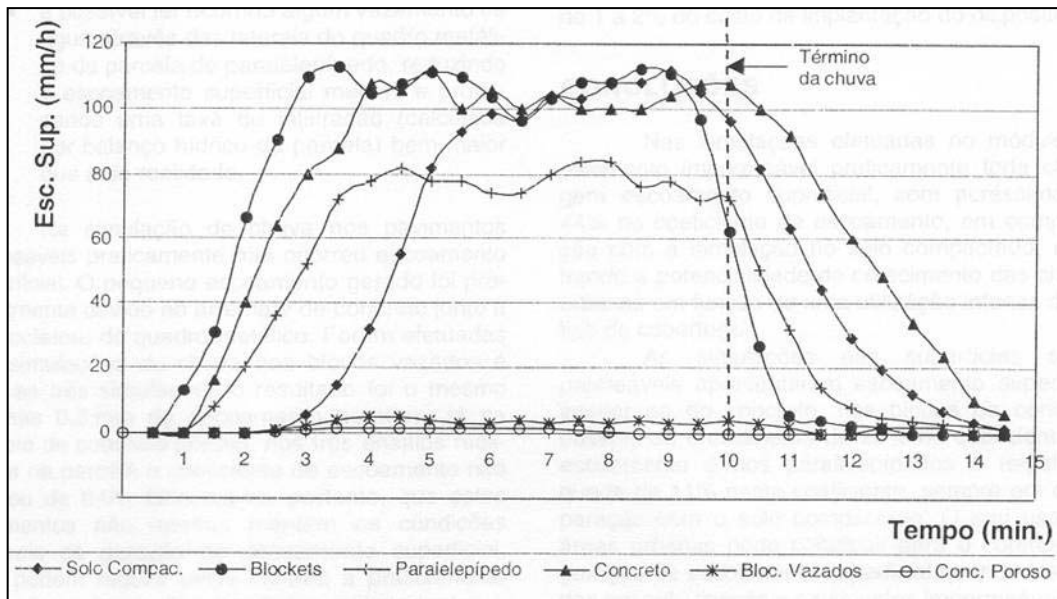


Figura 2.2. Escoamento superficial observado nas diversas superfícies ensaiadas, para chuva com tempo de retorno de 5 anos. (Araújo *et al.* 2000)

Agra (2001) construiu um módulo experimental nas dependências do IPH, composto por um microrreservatório de retenção de  $1\text{m}^3$  de capacidade, para o controle do escoamento superficial proveniente do telhado do Bloco A. Foi analisada a eficiência do dispositivo no controle da vazão de pico, e no aumento do tempo de resposta da bacia (telhado). O autor obteve uma redução média de 24% da vazão de pico, tendo ocorrido, entretanto, problemas de extravasamento no microrreservatório nos eventos em que a duração da chuva foi superior à da precipitação de projeto.

Souza (2002) instalou duas trincheiras de infiltração em áreas junto a vias do IPH. Foram avaliados aspectos relativos a condições de funcionamento, eficiência do dispositivo, custos e limitações de aplicação. O autor verificou a eficiência das trincheiras pelo completo controle do escoamento superficial (sem escoamento remanescente), assim como pela manutenção da capacidade de controle do escoamento ao longo do tempo de monitoramento.

No âmbito da macrodrenagem, Souza *et al.* (2001) simularam a bacia do arroio Moinho, em Porto Alegre, com o intuito de verificar a mudança no hidrograma de saída após a implementação de quatro tipos de dispositivos de controle na fonte da drenagem. Os quatro cenários simulados foram: (i) sem o uso dos dispositivos; (ii) com o uso de microrreservatórios; (iii) com o uso de pavimentos permeáveis; e (iv) com o uso de trincheiras de infiltração. Na Figura 2.3, podem-se observar os resultados obtidos, onde o pavimento permeável se mostrou o mais eficiente na redução do volume de pico e também no aumento do tempo de concentração da bacia, para uma chuva de cinco anos de tempo de retorno.

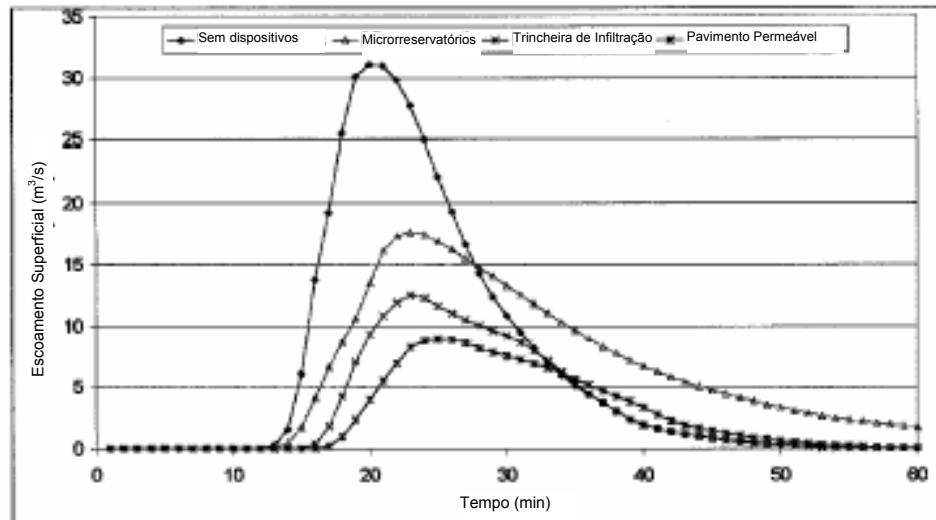


Figura 2.3. Simulação da bacia do arroio Moinho, para uma chuva de tempo de retorno de 5 anos. (Souza *et al.*, 2001)

Em outras instituições brasileiras, é crescente também o número de trabalhos acerca das técnicas alternativas de drenagem urbana, especialmente nos últimos anos. Porém, os trabalhos concentram-se no levantamento de impactos decorrentes da urbanização, ou na modelagem de cenários de desenvolvimento, com o controle na fonte do escoamento superficial.

Dentre esses trabalhos, pode-se citar Costa Junior e Barbassa (2003), que avaliaram a aplicabilidade de pavimentos permeáveis e microrreservatórios de retenção a lotes de uma bacia urbana em Jaboticabal/SP. A avaliação foi feita através de entrevistas com os moradores, avaliação expedita do tipo de solo local, área disponível dos lotes e custos de implantação. A aceitação pelos moradores restringiu a aplicação potencial a 82,8% dos lotes ocupados. A área disponível restringiu a aplicação teórica do pavimento permeável a 80,7% dos lotes.

Duarte *et al.* (2003) simularam o aumento da vazão de pico em função da crescente impermeabilização de um lote padrão hipotético. Foram obtidos valores de 133% a 234% de aumento na vazão de pico, em função da área impermeabilizada.

Fendrich (2003) defende a adoção de técnicas distribuídas de controle do escoamento superficial, em substituição aos tradicionais “piscinões”, principalmente nas grandes cidades. Os principais motivos são a carência de espaço físico para a construção dessas obras, que ocupariam grandes áreas em locais de densa ocupação, e os altos custos de investimento.

No Brasil, o pavimento permeável é uma das técnicas de controle na fonte do escoamento propostas pela maioria dos Planos Diretores das cidades (Tucci, 2000). Porém,



sua implementação esbarra na falta de conhecimento dos profissionais e contratantes, a qual tende a ser diminuída com o contínuo estudo.

## 2.2. Breve histórico da implantação em outros países

Tradicionalmente, as obras de pavimentação procuram conferir ao revestimento a máxima impermeabilidade possível. Essa medida visa proporcionar ao solo proteção contra o aumento de umidade, que diminuiria sua capacidade de carga, assim como evitar a rápida degradação do revestimento, o qual fissura quando submetido a pressões devido à água.

Com o crescimento da malha viária em todo o mundo, juntamente com o crescimento das cidades, a impermeabilização do solo fez aumentarem a frequência e a intensidade dos eventos de inundação intra-urbana. Isso levou a se procurar técnicas alternativas de drenagem que devolvesse ao solo a capacidade de infiltração anterior à urbanização.

O pavimento com estrutura porosa foi inicialmente aplicado na França, nos anos 1945-1950, porém sem muito êxito, pois a qualidade do betume na época (heterogêneo e de pouca trabalhabilidade) não sustentava as ligações da estrutura, devido ao excesso de vazios. Ele foi novamente utilizado somente vinte anos depois, no final dos anos 1970, quando alguns países como a França, os Estados Unidos, o Japão e a Suécia, voltaram a se interessar pelo pavimento poroso (Azzout *et al.*, 1994).

Os principais motivos que levaram à utilização sistemática dos pavimentos permeáveis foram:

- O aumento das superfícies impermeáveis, devido ao rápido crescimento populacional do pós-guerra, sobrecarregou os sistemas de drenagem existentes, levando a freqüentes inundações urbanas.
- A drenagem da água evita a formação de poças no pavimento, o que aumenta a segurança e o conforto para dirigir durante eventos chuvosos.
- O reduzido nível de emissão de ruídos em comparação com o pavimento convencional, o que ajuda a diminuir a poluição sonora nas cidades.

Nos Estados Unidos, vários estados criaram leis mudando os objetivos e métodos de drenagem urbana, impondo a máxima infiltração ou armazenamento temporário da água de

escoamento superficial. Em certos casos, a água armazenada era conduzida para diversos usos, tais como a irrigação (Field, Masters *et al.* 1982, *apud* Azzout *et al.* 1994).

Data de 11 de outubro de 1973 a edição da revista “Engineering News Record Magazine”, que trata do pavimento permeável. Um trecho da entrevista diz: “Ao invés de pavimentos feitos de materiais cuidadosamente escolhidos para serem à prova d’água, o solo poroso deve ter pavimento poroso. Deixe-se a chuva infiltrar ao invés de escoar (...)” (Diniz, 1980). Os pavimentos permeáveis são principalmente utilizados na execução de estacionamentos, vias urbanas e ruas de loteamento, com tráfego leve e de baixa intensidade.

Na França, o “*Ministère de l’Équipement*” lançou em 1978 um programa de pesquisa para explorar novas soluções para a diminuição das inundações. Dentre essas pesquisas, o pavimento permeável, também chamado de pavimento com estrutura reservatório, destacou-se como uma das soluções mais interessantes, graças à sua facilidade de integração ao ambiente das cidades (Deutsch, Caniard *et al.* 1978, *apud* Azzout *et al.* 1994). Desde então, o pavimento permeável passou a ser objeto de pesquisas e experimentações, de forma que foi alcançado um domínio da técnica e suas vantagens. O pavimento permeável passou então por um importante desenvolvimento industrial, iniciado em 1987, sendo hoje amplamente utilizado em vias, calçadas, praças etc (Azzout *et al.* 1994).

No Japão, o pavimento permeável é integrado a programas que incluem todas as técnicas de infiltração. Tais técnicas são utilizadas principalmente nos quarteirões das grandes cidades, em lugares disponíveis e que podem ser inundados, tais como quadras de esporte de universidades, pátios de escolas etc. Pode-se citar como exemplo a cidade de Yokohama, que atingiu a marca de 4,4 milhões de habitantes em 1994, e por isso, desde 1982, tem estudado técnicas de controle do escoamento na fonte, dentre elas o pavimento permeável (Watanabe, 1995).

Na Suécia, a utilização do pavimento permeável foi incentivada pela contribuição que o mesmo trouxe para a solução de dois outros problemas importantes: (i) a redução do nível do lençol freático levou à diminuição da umidade do solo, e conseqüentemente ao adensamento do solo argiloso local; (ii) os danos causados pelo gelo no norte da Suécia, onde as rodovias e as canalizações de água pluvial situadas perto da superfície sofrem danos consideráveis, cujo conserto exige grandes despesas. (Stenmark, 1990, *apud* Azzout *et al.*, 1994). A larga implantação de pavimentos permeáveis interrompeu a redução do nível do lençol freático e reduziu a necessidade de redes pluviais.

Mais recentemente, outros países têm adotado o controle na fonte do escoamento superficial como meta para soluções de problemas em drenagem urbana. Dentre eles, a Austrália, desde 1996, tem pesquisado as técnicas de controle na fonte através do UWRC

(Urban Water Resources Centre), que tem incorporado as técnicas a diversos projetos de loteamentos urbanos, terrenos industriais e estacionamentos. Dentre eles, o St. Elizabeth Church ‘*Environment-friendly*’ *carpark*, em Marion, inclui a utilização de pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração em estacionamentos e quadra de tênis (UWRC, 2004).

### **2.3. Tipos de Pavimentos Permeáveis**

Os pavimentos permeáveis também são conhecidos como estruturas reservatório. Raimbault *et al.* (2002) afirmam que essa denominação refere-se às funções realizadas pela matriz porosa de que são constituídos:

- Função mecânica, associada ao termo estrutura, que permite suportar os carregamentos impostos pelo tráfego de veículos;
- Função hidráulica (associada ao termo reservatório) que assegura, pela porosidade dos materiais, reter temporariamente as águas, seguido pela drenagem, e, se possível, por infiltração no solo de subleito.

Segundo Azzout *et al.* (1994), o funcionamento hidráulico dos pavimentos permeáveis baseia-se em:

- Entrada imediata da água da chuva no corpo do pavimento. Essa entrada pode ser feita de forma distribuída (no caso de revestimentos porosos, que permitem a penetração da água) ou localizadamente (através de drenos laterais ou bocas-de-lobo);
- Estocagem temporária da água no interior do pavimento, nos vazios da camada reservatório;
- Evacuação lenta da água, que é feita por infiltração no solo, pela liberação lenta para a rede de drenagem, ou uma combinação das duas formas.

Azzout *et al.* (1994) caracterizam quatro tipos de pavimentos permeáveis. Segundo eles, o pavimento pode possuir revestimento drenante ou impermeável e ainda ter a função de infiltração ou apenas de armazenamento. A Figura 2.4 a seguir ilustra os quatro tipos de pavimento com estrutura reservatório:

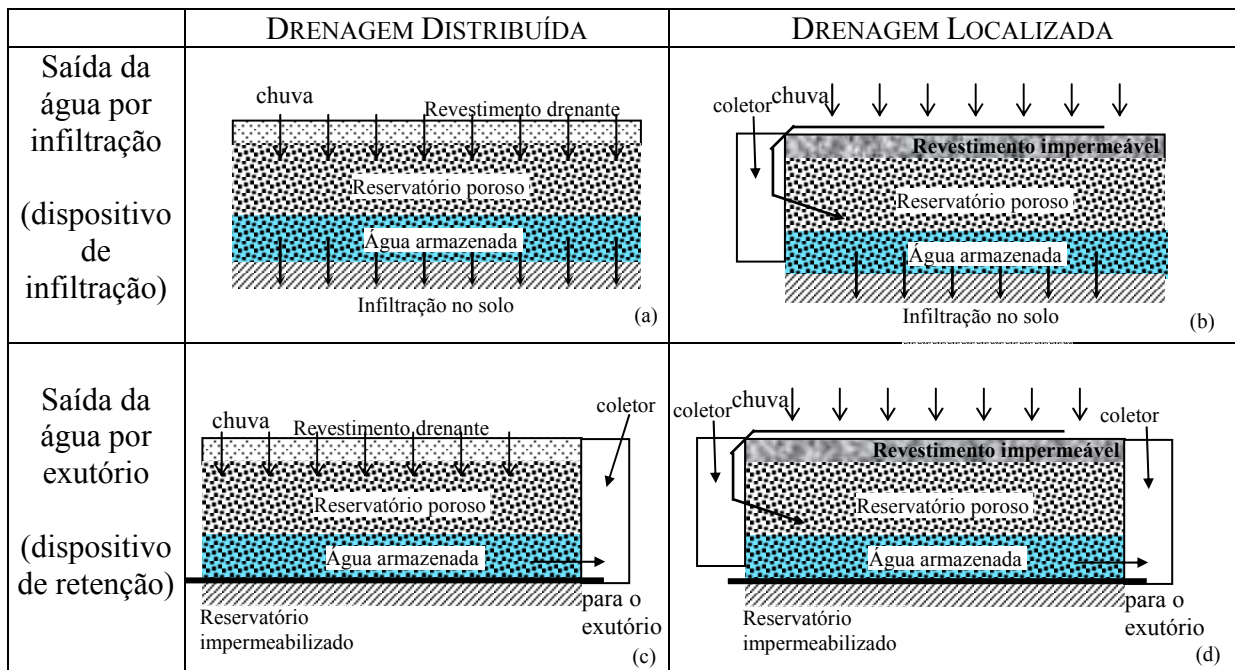


Figura 2.4. Exemplo dos diferentes tipos de pavimento com reservatório estrutural (Extraído de Azzout *et al.*, 1994).

No caso do pavimento com saída por exutórios (Figura 2.4, c e d), há estudos que propõem que a água armazenada no reservatório seja reutilizada para fins não-potáveis, ao invés de ser simplesmente vertida para a rede de drenagem (Pratt, 1999).

Segundo Schueler (1987), o projeto de pavimentos permeáveis encaixa-se em três categorias básicas, a depender do armazenamento da água provido pelo reservatório e da capacidade de infiltração do solo. São elas:

- **Sistema de infiltração total:** o único meio de saída do escoamento é através da infiltração no solo. Portanto, o reservatório de pedras deve ser grande o suficiente para acomodar o volume do escoamento de uma chuva de projeto, menos o volume que é infiltrado durante a chuva. Desse modo, o sistema promove o controle total da descarga de pico, do volume e da qualidade da água, para todos os eventos de chuva de magnitude inferior ou igual à chuva de projeto.
- **Sistema de infiltração parcial:** Nos casos em que o solo não possui uma boa taxa de infiltração, deve ser utilizado o sistema de infiltração parcial. Nesse caso, deve ser instalado um sistema de drenagem enterrado, que consta de tubos perfurados espaçados regularmente, localizados na parte superior do reservatório de pedras. O sistema funciona no sentido de coletar o escoamento que não seria contido pelo reservatório de pedras, levando-o para uma saída central. O autor sugere que o tamanho e espaçamento da rede de drenagem devem ser dimensionados de modo a receber no mínimo uma chuva de dois anos de tempo de retorno.

- **Sistema de infiltração para controle da qualidade da água:** Este sistema é utilizado para coletar apenas o “first flush” do escoamento, que é o fluxo inicial da chuva, que contém a maior concentração de poluentes. Os volumes em excesso não são tratados pelo sistema, sendo transportados através de drenos para um coletor de água pluvial.

A Figura 2.5 mostra o perfil transversal típico dos três tipos de pavimentos permeáveis descritos anteriormente.

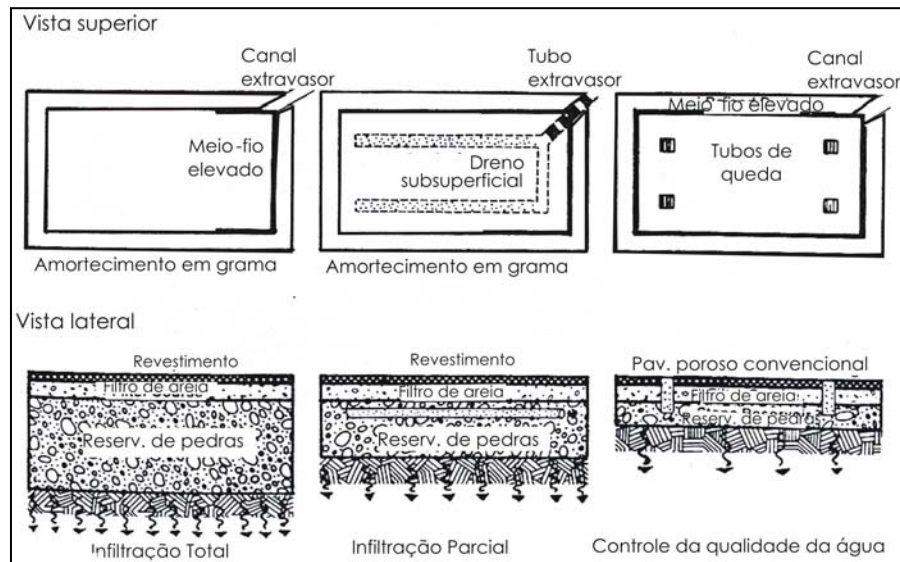


Figura 2.5. Esquema dos tipos de pavimentos permeáveis (Adaptado de Schueler, 1987).

Os pavimentos permeáveis podem também receber o escoamento superficial proveniente de outros locais, tais como telhados ou outras áreas impermeáveis. Neste caso, antes da chegada do escoamento ao pavimento, a água deve passar por um pré-tratamento que remova os sedimentos, óleos e partículas em suspensão, de modo a evitar o entupimento do dispositivo.

## 2.4. Vantagens e desvantagens

Os dispositivos de infiltração, de uma forma geral, possuem certas vantagens com relação aos demais sistemas de drenagem. CIRIA (1996) lista os principais:

- A infiltração reduz o volume total de água que entraria na rede de drenagem, diminuindo o risco de inundação nos sistemas a jusante.
- Os dispositivos de infiltração podem ser usados onde não haja rede de drenagem que possa absorver o escoamento proveniente do empreendimento;

- Ao controlar o escoamento superficial na fonte, os dispositivos de infiltração reduzem os impactos hidrológicos da urbanização;
- Por não sobrecarregarem a rede de drenagem, os dispositivos de infiltração evitam o dispêndio com a ampliação da rede;
- A infiltração pode ser usada para aumentar a recarga do aquífero quando a qualidade do escoamento superficial não comprometer a qualidade da água subterrânea.
- A construção dos dispositivos de infiltração é normalmente simples e rápida;
- Os custos em toda a sua vida útil podem ser menores que em outros sistemas de drenagem.

Segundo EPA (1999), algumas vantagens específicas do uso de pavimentos permeáveis são:

- Tratamento da água da chuva, através da remoção de poluentes;
- Diminuição da necessidade de meio-fio e canais de drenagem;
- Aumento da segurança e conforto em vias, pela diminuição de derrapagens e ruídos;
- É um dispositivo de drenagem que se integra completamente à obra, não necessitando de espaço exclusivo para o dispositivo.

Porém, o uso do pavimento permeável pode ser restringido em: regiões de clima frio, devido ao entupimento e trincagem pela neve; regiões áridas, devido à alta amplitude térmica; em regiões com altas taxas de erosão devido ao vento, em face do grande acúmulo de sedimentos na superfície; e áreas de recarga de aquíferos. O uso do pavimento permeável pode ser restrito, requerendo solos permeáveis profundos (no caso do sistema de infiltração total), tráfego leve e o uso de terras adjacentes.

Algumas desvantagens específicas dos pavimentos permeáveis incluem (EPA, 1999):

- Pouca perícia dos engenheiros e contratantes com relação à tecnologia;
- O pavimento poroso tem a tendência de tornar-se obstruído, se inapropriadamente instalado ou mantido;
- O pavimento poroso envolve um risco de falha considerável (devido à colmatagem ou má construção);
- Há o risco de contaminação do aquífero, dependendo das condições do solo e da suscetibilidade do aquífero;

## 2.5. Critérios de Projeto e Dimensionamento

A fase de projeto dos pavimentos permeáveis é decisiva para seu bom funcionamento. Negligenciar a importância desta etapa leva quase sempre ao mau funcionamento. Um bom projeto leva a um sistema mais funcional, de menor custo e que trará menores problemas futuros.

As informações que se deve conhecer na fase do projeto são os critérios físicos, ambientais, econômicos e regulamentares. Nesta revisão bibliográfica, serão expostas as etapas do projeto, ponto de vista físico, que consistem em: estudo de viabilidade, estudos complementares, escolha do material, dimensionamento mecânico e dimensionamento hidráulico-hidrológico do pavimento.

### 2.5.1. Análise de viabilidade

O estudo de viabilidade permite determinar se o pavimento permeável é a alternativa de controle na fonte mais adequada para as condições do local de implantação; e em caso positivo, ajuda na escolha do tipo de estrutura de reservatório que deve ser usada no pavimento.

A Figura 2.6 mostra um fluxograma com os principais requisitos que devem ser observados para determinar a adequação do pavimento permeável à situação em estudo. Tais requisitos se referem principalmente às condições do solo subjacente, ao lençol freático local e à carga de finos e poluentes que serão levadas para o pavimento.

Observe-se que o fluxograma da figura não é determinante, sendo apenas um guia para auxílio na tomada de decisão, visto que ainda são feitos estudos da aplicação de pavimentos permeáveis em solos argilosos, de baixa permeabilidade (Raimbault *et al.* 2002), como é o caso do presente estudo.

### 2.5.2. Estudos básicos

Os estudos complementares visam determinar as características do local em estudo, assim como do solo suporte, e também os estudos hidrológicos e hidrogeológicos necessários à elaboração do projeto.

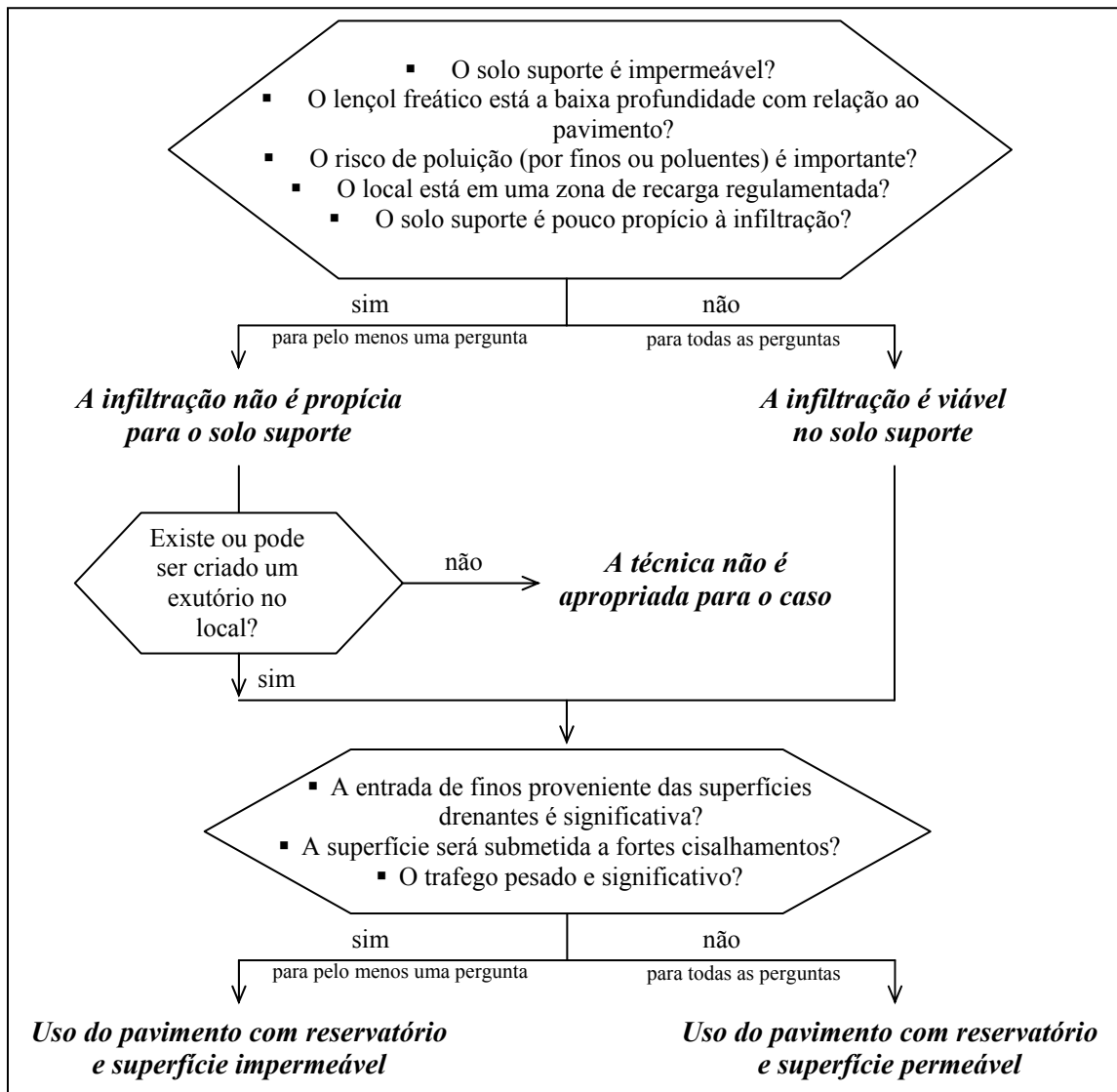


Figura 2.6. Fluxograma para análise de viabilidade. (Adaptado de Azzout *et al.*, 1994)

### Características gerais do local de implantação

Consiste do reconhecimento geral do local onde será instalado o pavimento, quando serão determinadas as áreas a serem drenadas, assim como seu uso, a existência de vegetação nos arredores, a topografia do local, a existência de redes de água ou esgoto, o tráfego ao qual será submetido o pavimento, entre outros.

Na avaliação da região a ser drenada, deve ser determinada a área de contribuição e sua taxa de impermeabilização, a fim de se calcular o volume de armazenamento necessário à estrutura do pavimento. Também é necessária a identificação do uso dessas áreas de drenagem, para que se possa avaliar a qualidade da água, determinando-se as características da água de contribuição, tais como o volume de finos e presença de contaminantes. Nos casos em que haja uma grande presença de finos ou matéria orgânica na água de contribuição,



devem ser previstos dispositivos de pré-tratamento da água, a fim de se evitar o rápido entupimento dos poros do pavimento (Azzout *et al.* 1994).

É importante o reconhecimento da vegetação próxima à região a ser drenada. A presença de áreas verdes ou de terreno descoberto próximo ao pavimento pode representar o carregamento de terra ou de folhas para o mesmo, levando à rápida colmatção dos poros. Nos casos em que haja solo aberto próximo ao pavimento, o mesmo deve ser isolado através de obstáculos ou canaletas, que evitem o transporte de solo ou folhas para o pavimento (Azzout *et al.* 1994).

A declividade do fundo do reservatório deve ser determinada de modo a evitar o transbordamento da água pela parte mais baixa do pavimento (ver Figura 2.7).

No caso em que não seja possível reduzir essa declividade, o pavimento deve ser dividido em células individuais, cujo tamanho pode ser determinado pela Equação 2.1 (UDFCD, 2002):

$$L_{\max} = \frac{0,244}{S_o} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:  $L_{\max}$  = distância máxima entre as paredes das células na direção da declividade (m);

$S_o$  = declividade da superfície do pavimento (m/m);

0,244 (m) = desnível máximo recomendado entre a parte mais alta e a mais baixa do pavimento.

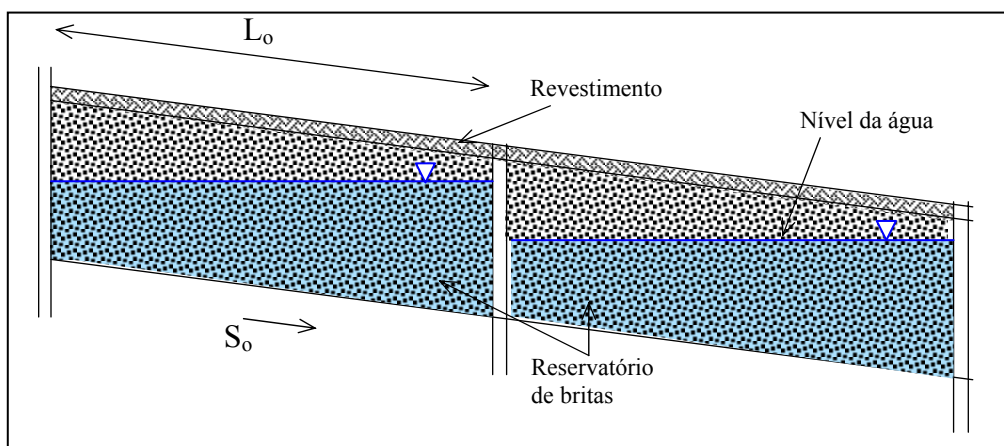


Figura 2.7. Divisão do reservatório em células para terrenos com declividade significativa. (Adaptado de UDFCD, 2002)

A superfície do revestimento deve ser a mais plana possível, para permitir uma maior infiltração da água da chuva. Schueler (1987) recomenda a adoção de uma declividade máxima de 5% para a superfície de revestimento.

CIRIA (1996) aconselha ainda um reconhecimento das estruturas de engenharia próximas ao local de implantação do pavimento, detectando-se a presença de fundações, as

quais podem ser prejudicadas em função do aumento da umidade do solo subjacente. Também é aconselhável o levantamento de toda a rede elétrica, de água ou esgoto, com sua localização e profundidade, a fim de facilitar possíveis ligações com a rede de drenagem, e também evitar operações que venham comprometer o funcionamento da rede na hora das escavações.

### **Características do solo subjacente**

Para garantir o bom funcionamento da estrutura de infiltração, é necessária uma detalhada caracterização do solo suporte, assim como seu comportamento em presença da água. Dentre os parâmetros do solo que devem ser determinados, estão (Azzout *et al.* 1994):

- Taxa de infiltração do solo saturado: grandeza importante para o caso de pavimentos permeáveis de infiltração. A taxa de infiltração deve ser calculada através de ensaios *in situ*, em diversos pontos do local de implantação, devendo ser traçada a curva de infiltração até a saturação do solo. EPA (1999) recomenda uma taxa de infiltração mínima de 13 mm/h.
- Capacidade de carga: o conhecimento dessa propriedade do solo é importante para o dimensionamento mecânico do pavimento.
- O comportamento do solo em presença da água: essa avaliação deve ser realizada de forma a se evitar a possibilidade de contaminação do freático, assim como detectar riscos como a perda da capacidade de carga do solo em função do aumento da umidade. A variação da capacidade de carga em função da umidade do solo também deve ser observada.

### **Estudos Hidrogeológicos**

Nesse estudo devem ser identificadas as características do lençol freático, tais como seu uso, as flutuações sazonais, a cota do lençol, assim como sua vulnerabilidade e propriedades qualitativas. Nos casos em que o lençol estiver a uma profundidade inferior a um metro, ou ainda quando este for usado para o abastecimento de água potável, é desaconselhado o uso de pavimentos permeáveis, assim como outros dispositivos de infiltração.

## **Estudos Hidrológicos**

O estudo hidrológico complementar a ser feito para servir de base ao projeto deve identificar (Azzout *et al.* 1994):

- A vazão máxima de saída permitida para a rede de drenagem, a qual é utilizada no cálculo do volume do reservatório para dispositivos de infiltração parcial;
- As características pluviométricas do local, como intensidade da chuva de projeto, utilizada no dimensionamento hidráulico-hidrológico;
- Localização do exutório, situado no ponto mais baixo do terreno, que servirá para o correto posicionamento dos drenos extravasores ou coletores;
- As possíveis áreas de armazenamento d'água, onde se localizará o reservatório do pavimento, que depende do volume de armazenamento, da direção do escoamento e do tipo de estrutura utilizado;
- O coeficiente de escoamento das áreas contribuintes, utilizado na determinação do volume de estocagem.

### **2.5.3. Escolha dos materiais**

O material a ser utilizado em cada uma das camadas do pavimento deve ser escolhido em função da espessura máxima aceitável da estrutura (econômica e tecnicamente) e das solicitações mecânicas às quais o pavimento será submetido.

### **A camada superficial**

O material da camada superficial deve resistir às solicitações produzidas pelo tráfego (deformação vertical e esforço de cisalhamento), e permitir a infiltração da água da chuva (no caso de pavimento drenante). Ele deve ser escolhido em função de seu uso e de sua capacidade de infiltração. Azzout *et al.* (1994) afirmam que outros aspectos também devem ser considerados na escolha do material da superfície, tais como: a estética, a aderência, a acústica, a resistência ao arrancamento, o custo, a disponibilidade e a manutenção dos vários tipos disponíveis.

O termo pavimento permeável descreve basicamente três tipos de superfícies pavimentadas, projetadas para minimizar o escoamento superficial. São eles (Urbonas, e Stahre, 1993):

- Asfalto poroso;
- Concreto poroso;
- Blocos de concreto vazado.

O concreto poroso e o asfalto poroso são preparados de forma similar aos pavimentos convencionais, com a diferença básica de que da mistura são retirados os agregados finos (areia), dando a eles a porosidade necessária para a infiltração da água da chuva (Urbonas e Stahre, 1993).

Existem diversos tipos de asfaltos com propriedade drenante, tendo cada um seus componentes e aplicações. Dentre eles, estão: o asfalto puro sem aditivos minerais, o asfalto puro com aditivo mineral ou orgânico, o asfalto enriquecido com polímeros e o asfalto com borracha. Segundo Azzout *et al.* (1994), Raimbault *et al.* (1987) afirmam que a porosidade útil (porcentagem dos vazios comunicantes) do asfalto drenante deve ser de no mínimo 12%, e a porcentagem total de vazios deve ser aproximadamente de 20%. Ainda segundo os autores, a condutibilidade hidráulica do asfalto deve ser superior a 1cm/s. Essa exigência se deve ao fato de que a condutibilidade hidráulica do revestimento reduz significativamente com o tempo.

O concreto poroso é um material de resistência relativamente baixa, atingindo valores de resistência à compressão de 20 a 30MPa. Por isso, tal material é apenas indicado para locais onde será submetido a baixas tensões, tais como quadras, calçadas e estacionamentos (Nader, 1995 apud Yang e Jiang, 2003). Novas pesquisas têm estudado o uso de agregados selecionados, adições de minerais finos e intensificadores orgânicos para aumentar sua resistência à compressão, tração e cisalhamento. Foram alcançados valores de resistência a compressão de 50MPa e resistência à tração de 6MPa (Yang e Jiang, 2003). A porosidade útil do concreto drenante deve variar de 18 a 22%, e a permeabilidade estar no intervalo de 0,8 a 1,8cm/s (Azzout *et al.* 1994).

Os blocos vazados intertravados de concreto possuem aberturas (furos) em sua estrutura, que permitem que a água penetre para dentro do reservatório. Os blocos são assentados da mesma forma que os intertravados convencionais maciços. As aberturas podem ser preenchidas com areia, cascalho ou tufo de grama. No caso do preenchimento com grama, as raízes das mesmas devem ficar abaixo da superfície do bloco, para evitar o esmagamento pelos pneus dos carros. Os blocos devem possuir pelo menos 20% de sua área superficial em vazios (UDFCD, 2002).

A Figura 2.8 mostra exemplos de aplicação de alguns tipos de revestimentos permeáveis.



Figura 2.8. (1) Pavimento poroso em asfalto; (2) Pavimento poroso em concreto; (3) Pavimento permeável com blocos pré-moldados de concreto

Na Tabela 2.1, pode-se observar um comparativo entre os diferentes tipos de revestimento para pavimentos permeáveis.

Novos materiais têm sido desenvolvidos e largamente aplicados nos Estados Unidos, Europa e Japão. Alguns deles são constituídos de anéis de plástico resistente de 2 polegadas (5,08cm) de diâmetro e 1 polegada (2,54cm) de altura, ligados por uma estrutura em grade também de plástico. Esses anéis são preenchidos por areia e pedra, ou por areia, fertilizante e grama, dando o aspecto de um jardim ao estacionamento. Na Figura 2.9, podem-se ver exemplos de aplicação dos dois sistemas.

Tabela 2.1. Comparativo entre os tipos de material para a camada superficial

Material Critérios	Solo natural	Blocos Vazados	Asfalto poroso	Concreto poroso	Revestimento impermeável
<b>Tipo de uso*</b>	Praças Estacionamentos Vias de pedestres Quadras esportivas	Praças Estacionamentos Vias de pedestres Calçadas	Todos os usos, desde que com estrutura reforçada	Todos os usos, desde que com estrutura reforçada	Todos os usos
<b>Capacidade de absorção*</b>	Varia de acordo com o material	Média	Boa	Boa	Nula
<b>Aspecto visual*</b>	Rústico	Bom, com possibilidade de variação de cores	Semelhante ao asfalto comum	Semelhante ao concreto comum	
<b>Periodicidade de manutenção*</b>	6 meses	6 meses a 1 ano	Varia de acordo com o uso (6 meses a 2 anos)	6 meses a 2 anos	Depende do local
<b>Custo de implantação*</b>	Baixo	Alto	Médio	Médio	Médio
<b>Custo de manutenção*</b>	Médio	Alto	Médio a alto	Médio a alto	Baixo
<b>Resistência/arrancamento*</b>	Medíocre	Boa	Média	Média a boa	Boa
<b>Aderência*</b>	Baixa	Média	Muito boa	Boa	Boa
<b>Acústica*</b>	Ruim	Média	Boa	Boa	Média
<b>Retenção de partículas sólidas**</b>	NP	Muito boa	Muito boa	Muito boa	Muito boa
<b>Retenção de metais pesados dissolvidos**</b>	NP	Muito boa	Baixa	Muito boa	Baixa

\*adaptado de Azzout *et al.* 1994; \*\*adaptado de Fach *et al.* 2002. NP=não pesquisado; na análise dos custos de implantação/manutenção, deve-se considerar a diferença dos custos dos EUA e Europa, com relação ao Brasil



Figura 2.9. Exemplos de aplicação dos anéis de plástico.

### **A camada base ou reservatório**

A camada base do pavimento permeável tem como função transmitir as solicitações aplicadas na camada superior para o solo suporte, e também armazenar provisoriamente a água proveniente da chuva, até sua infiltração no solo, ou drenagem pela rede lateral. O material que constitui a camada base do pavimento deve ser escolhido em função de sua compatibilidade com a camada superficial, do tipo de tráfego, dos aspectos construtivos, da porosidade e do custo.

O material mais comumente utilizado nessa camada do pavimento é do tipo granular, geralmente a brita. Aconselha-se que a brita possua diâmetro superior a 10mm, que a percentagem de material siltoso (tamanho inferior a 2mm) seja menor que 3%, e de material argiloso (tamanho inferior a 0,5mm) seja menor que 1%. A resistência do material deve ser suficiente para suportar as solicitações às quais será submetido, e este deve possuir uma dureza suficiente para resistir ao atrito, e evitar sua fragmentação, o que levaria à compactação da camada e conseqüente redução da porosidade do material (Knapton *et al.* 2002).

Nos casos em que o pavimento é submetido ao tráfego pesado, a camada base deve ser feita com material tratado com ligante betuminoso ou hidráulico (concreto poroso), de forma a conferir uma maior resistência e menor deformação à camada base. Esse material possui um volume de vazios inferior, e um custo de execução superior se comparado à base de brita solta (Azzout *et al.* 1994).

Com o intuito de aumentar a capacidade de estocagem do reservatório, sem aumentar a espessura da camada, utilizam-se também os materiais alveolares em plástico. Eles possuem uma aparência semelhante à de uma colméia, e porosidade superior a 90%. Na Figura 2.10 pode-se observar um exemplo de estrutura alveolar.

As principais vantagens desse tipo de material são (Azzout *et al.* 1994):

- O material vem em blocos e possui baixo peso, o que facilita a execução e diminui a carga total sobre o solo;
- Os blocos não liberam poluentes para o solo;
- Sua forma alveolar lhe confere uma boa resistência a compressão;
- É dificilmente inflamável;
- Certos materiais resistem aos agentes químicos (hidrocarbonetos)

Os inconvenientes desse tipo de material são:

- Custo elevado;
- Alguns materiais resistem pouco aos raios ultravioletas (o que exige cuidado na estocagem no canteiro de obras);
- Alguns materiais são sensíveis a altas temperaturas (o que pode restringir o uso do asfalto usinado a quente).

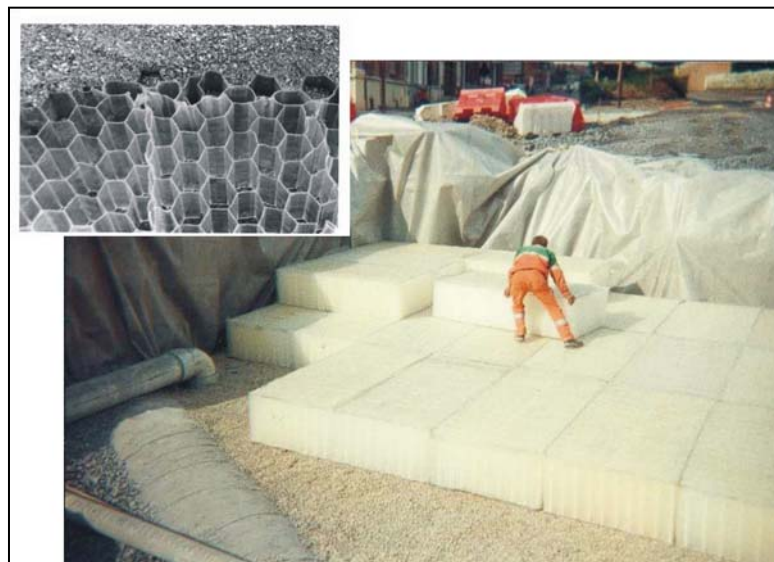


Figura 2.10. Exemplo de estrutura alveolar.



### **As interfaces entre camadas**

Para impedir a migração de material de uma camada do pavimento para outra, a interface deve ser feita utilizando-se um filtro geotêxtil ou uma geomembrana, a depender da função à qual o pavimento se destina.

Na interface entre o reservatório e a camada de revestimento, deve ser utilizado um filtro geotêxtil, que servirá para conter os finos do revestimento nessa camada, e permitir que a água infiltre para dentro do reservatório.

Na interface entre o reservatório e o solo suporte, o material utilizado irá depender da função do pavimento. Se este tiver função apenas de armazenamento, deverá ser utilizada uma geomembrana ou um geotêxtil rebocado com material betuminoso, que servirá para garantir estanqueidade ao reservatório. No caso em que o pavimento seja do tipo infiltrante, deve ser utilizado filtro geotêxtil, para impedir a penetração da brita no solo, e do solo na brita, e proporcionar permeabilidade ao mesmo (Azzout *et al.* 1994).

#### *2.5.4. Dimensionamento mecânico*

O dimensionamento mecânico de pavimentos permeáveis é ainda pouco dominado, principalmente no cenário brasileiro. De maneira geral, o mesmo é feito com o auxílio de técnicos especializados na área de pavimentação. Não faz parte do intuito deste texto detalhar a metodologia de dimensionamento mecânico de pavimentos permeáveis. Dessa forma, maiores informações podem ser encontradas na literatura específica (Azzout *et al.* 1994).

#### *2.5.5. Dimensionamento hidráulico-hidrológico*

O dimensionamento hidráulico-hidrológico permite determinar a espessura do reservatório necessária para armazenar o volume de água que precipita sobre o pavimento para uma chuva de determinado tempo de retorno, menos o volume que infiltra no solo, ou é drenado para a rede, durante esse tempo. Essa espessura deve ser comparada com a obtida no dimensionamento mecânico, devendo ser adotada a maior das duas espessuras.

As etapas que compõem o dimensionamento hidráulico-hidrológico do pavimento são detalhadas a seguir:

### **Escolha do período de retorno**

De acordo com Zahed e Marcellini (1995), a escolha do tempo de retorno da tormenta para os projetos de obras de drenagem urbana deve ser considerada de acordo com a natureza das obras a projetar. Deve-se levar em conta os riscos envolvidos quanto à segurança da população e as perdas materiais. A determinação da tormenta de projeto se dá em função da disponibilidade dos dados de precipitação da região de interesse.

A determinação do tempo de retorno da chuva de projeto implica em um risco aceitável para a obra projetada, estando também associada ao seu custo, pois um nível de segurança alto para a mesma exige um custo elevado.

A falta de normas específicas de dimensionamento muitas vezes levam o projetista a escolher valores aceitos pelo meio técnico para o tempo de retorno da chuva de projeto. Em termos práticos, costuma-se adotar como tempo de retorno da chuva de projeto para estruturas de infiltração total, um tempo de 10 anos (CIRIA, 1996; Azzout, 1994), a chamada *chuva decenal*. O Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre sugere o uso de um tempo de retorno de 10 anos para o dimensionamento de dispositivos de controle do escoamento superficial na fonte (IPH, 2000). Para estruturas de infiltração parcial, podem ser utilizados períodos de retorno menores, sendo que EPA (1999) recomenda para esses casos a chuva de 6 meses de recorrência, com 24 horas de duração.

Essa escolha deve ser analisada com critério, principalmente nas grandes cidades, onde o grau de impermeabilização e a complexidade do sistema de drenagem são muito grandes, o que pode agravar a consequência das cheias. Por exemplo, a inundação ocorrida em uma zona comercial pode trazer consequências bastante graves do ponto de vista econômico, enquanto que a inundação de um simples estacionamento não causaria mais que um desconforto passageiro para seus usuários.

Uma opção aconselhável, para evitar eventuais surpresas na ocorrência de tormentas mais severas, é a simulação do comportamento do dispositivo quando sujeito a eventos desse tipo. Deve-se observar se há uma sobrecarga exagerada da rede, ou no caso de transbordamento do reservatório, as áreas inundadas devem ser verificadas.

## Determinação do volume de armazenamento e da espessura do reservatório

Um método amplamente utilizado para o dimensionamento do volume máximo de armazenamento de estruturas de controle é o chamado método da curva envelope (*rain-envelope method*). Esse método está baseado na derivação da equação da continuidade concentrada, onde o armazenamento máximo é dado pela máxima diferença entre as curvas de volumes acumulados de entrada ( $H_E$ ) e de saída ( $H_S$ ) da estrutura de controle (ver Figura 2.11), conforme apresentado em Urbonas e Stahre (1993).

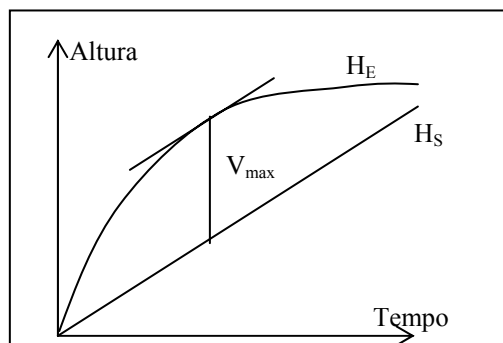


Figura 2.11. Determinação do volume de armazenamento através da máxima diferença entre a curva de entrada e a de saída da estrutura de controle.

Silveira (2003) aplicou esse método com o objetivo de estabelecer equações de pré-dimensionamento hidrológico das estruturas de controle, entendido aqui como a etapa que associa uma chuva de projeto a um balanço hídrico simplificado, com vistas ao cálculo de volumes de armazenamento necessários e, em consequência, das dimensões mínimas dos dispositivos de controle na fonte.

O autor define inicialmente, as seguintes variáveis de massa (função do tempo):  $H_E$  - lâmina d'água de entrada acumulada medida sobre a área em planta do dispositivo; e  $H_S$  - lâmina d'água de saída acumulada, também medida sobre a área em planta do dispositivo. A função  $H_E$  é construída pela relação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) multiplicada pelo tempo (o que vem a ser uma HDF) e por fatores de escoamento e relações de área. Parte-se de relações IDF com a expressão geral análoga à de Talbot, que pode ser escrita para  $H_E$ , e que permite solução explícita do volume máximo, conforme mostrado na Equação 2.2 adiante:

$$i = \frac{aT^b}{t+c} \Rightarrow H_E = \beta \frac{aT^b}{t+c} \frac{t}{60} \quad \text{Equação 2.2}$$

- onde :
- $i$  = intensidade da chuva em mm/h;
  - $T$  = período de retorno da chuva de projeto, em anos;
  - $t$  = duração da chuva de projeto, em minutos;
  - $a, b, c$  = parâmetros da equação;

$\beta$  = produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo.

A função  $H_s$ , em mm, é obtida pela multiplicação pelo tempo da vazão de saída constante, conforme Equação 2.3 que segue:

$$H_s = \gamma H q_s \frac{t}{60} \quad \text{Equação 2.3}$$

onde :

- $q_s$  = vazão de saída constante do dispositivo, em mm/h;
- $\gamma$  = razão entre a área de percolação e a área do dispositivo em planta;
- $H$  = profundidade média, em mm, do volume de acumulação do dispositivo;
- $t$  = duração em minutos

A vazão de saída constante do dispositivo ( $q_s$ ) é, no caso de pavimentos permeáveis com infiltração total, normalmente, a taxa de infiltração do solo saturado. A capacidade de infiltração do solo pode se reduzir ao longo do tempo devido ao acúmulo de finos na interface solo/pavimento. Para levar em conta esse fator, é introduzido um coeficiente de segurança de minoração da vazão de saída, para reduzir o valor determinado da taxa de infiltração do solo. Esse coeficiente varia de acordo com a área de drenagem e com as conseqüências de uma possível falha. A Tabela 2.2 mostra alguns valores do coeficiente de segurança de minoração sugeridos.

Tabela 2.2. Coeficiente de segurança de redução da taxa de infiltração.

Área a ser drenada	Conseqüências da falha		
	Nenhum prejuízo ou inconveniente	Menores inconvenientes, e.g. , acúmulo de água em estacionamentos	Prejuízos para estruturas ou maiores inconvenientes, e.g., inundação de rodovias
< 100m <sup>2</sup>	1,5	2	10
100m <sup>2</sup> a 1000m <sup>2</sup>	1,5	3	10
> 1000m <sup>2</sup>	1,5	5	10

Fonte: CIRIA (1996)

A partir daí, o autor deduziu diversos parâmetros de dimensionamento para diferentes dispositivos de controle, considerando somente o aspecto quantitativo de retenção e/ou redução do escoamento superficial. Não foram analisados aspectos relevantes de localização, incluindo condições de solo suporte. Com fins de pré-dimensionamento, o autor admite que as medidas de controle de infiltração promovem infiltração no solo de todo o excesso pluvial a elas destinado.

O volume máximo, ou de dimensionamento, é obtido através da maximização da diferença entre  $H_E$  e  $H_s$ , no tempo, isto é (Equação 2.4):

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial(H_E - H_S)}{\partial t} = 0 \quad \text{Equação 2.4}$$

Substituindo-se as expressões anteriores e, após alguma manipulação algébrica, Silveira (2003), obtém a seguinte expressão para a duração crítica da chuva de projeto (Equação 2.5):

$$t = \sqrt{\frac{\beta c a T^b}{\gamma H q_s}} - c \quad \text{Equação 2.5}$$

Este é o tempo da máxima diferença de volumes, ou seja, o tempo através do qual se pode calcular o volume de dimensionamento ou volume máximo ( $V_{\max}$ ). Esse volume é dado em milímetros, ou seja, por unidade de área, e sua expressão fica sendo representada como na Equação 2.6, para o caso dos pavimentos permeáveis :

$$V_{\max} = \left( \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T}^{b/2} - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{q_s} \right)^2 \quad \text{Equação 2.6}$$

A partir de  $V_{\max}$ , o cálculo da espessura da camada reservatório do pavimento é obtido pela Equação 2.7, para reservatórios horizontais (de declividade zero):

$$H = \frac{V_{\max}}{\eta} \quad \text{Equação 2.7}$$

onde  $\eta$  é a porosidade do material de enchimento da camada porosa.

Nos casos em que o reservatório é construído sobre superfície inclinada, a altura do reservatório dependerá do valor da inclinação (como se observa na Figura 2.7). Portanto, ao valor de  $H$  determinado na equação anterior, deverá ser acrescida uma parcela de compensação proporcional à inclinação da superfície. Dessa forma, tem-se  $H'$  a altura média do reservatório, a qual é dada pela Equação 2.8:

$$H' = H + \frac{I \cdot L}{2} \quad \text{Equação 2.8}$$

Onde:

$I$  é a declividade do terreno;

$L$  é o comprimento do reservatório na direção da declividade.

Observa-se que nesses casos deve-se verificar a Equação 2.1 para definir a necessidade de subdivisão do reservatório em frações menores.

### **Verificação do tempo de esvaziamento do reservatório**

Segundo Schueler (1987), o tempo de permanência da água no reservatório não deve ser superior a 72 horas. Isso permite a secagem do solo e manutenção das condições aeróbias no solo subjacente. Além disso, garante-se que o reservatório e o solo subjacente estejam prontos para receber novos eventos chuvosos.

O tempo de esvaziamento pode ser determinado pela Equação 2.9 a seguir:

$$t_{\text{esv}} = \frac{H}{q_s} \quad \text{Equação 2.9}$$

Nos casos em que o tempo de esvaziamento supere as 72 horas recomendadas, pode-se aumentar a área do reservatório para diminuir sua altura. Uma outra opção é a instalação de drenos com registro no fundo reservatório, que permite sua abertura no caso da permanência da água por um tempo prolongado.

### **2.6. Papel hidrológico dos Pavimentos Permeáveis**

Os dispositivos de controle na fonte do escoamento superficial atuam no hidrograma da cheia, diminuindo a vazão máxima e retardando o tempo de pico. Dessa forma, chega-se a um cenário igual ou melhor que o de pré-urbanização. A Figura 2.12 ilustra a alteração no hidrograma de cheia para os cenários de pré-urbanização, após a urbanização e com a instalação de dispositivos de controle na fonte. Genz (1994) lista valores de coeficientes de escoamento para diversos tipos de superfícies urbanas. Dentre elas, observa-se que a cobertura de gramado possui um coeficiente de escoamento variando de 0,54 a 0,68; o paralelepípedo possui um coeficiente de escoamento variando de 0,88 a 0,95. Já pesquisas semelhantes realizadas com o pavimento permeável chegaram a resultados de 0,14 a 0,76 (Schlüter *et al.* 2002) ou ainda de 0,05 (Araújo *et al.* 2000) para o coeficiente de escoamento em revestimentos porosos.

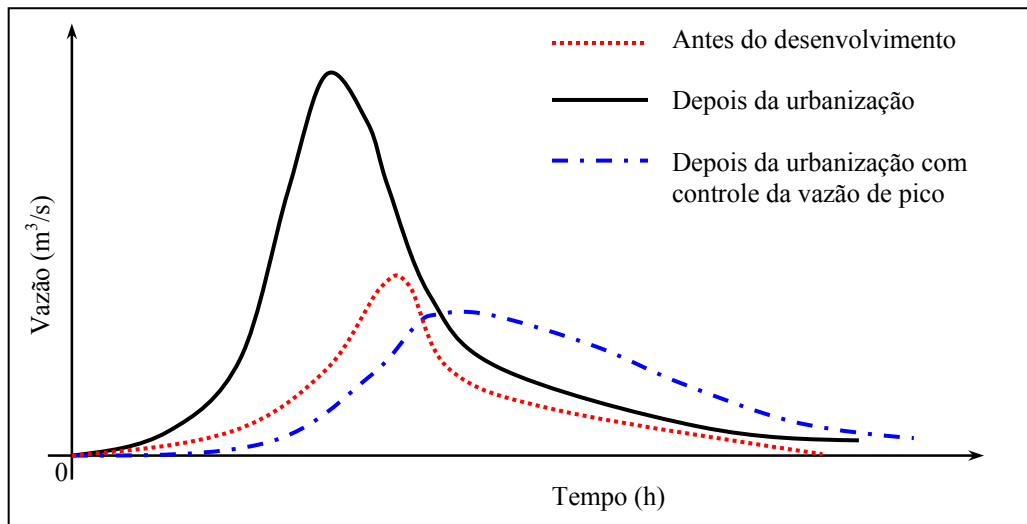


Figura 2.12. Efeito dos dispositivos de controle na fonte sobre o hidrograma da bacia. (Adaptado de Tucci e Genz, 1995)

Diversos trabalhos têm observado a contribuição dos pavimentos na redução do escoamento superficial, seja em comparação com outros dispositivos de controle na fonte (Schlüter *et al.*, 2002; Watanabe, 1995), seja em comparação com áreas impermeáveis (Rushton, 2002; Brattebo e Booth, 2003).

Watanabe (1995) detectou uma redução de 15 a 20% na vazão de pico após a instalação de pavimentos permeáveis em duas áreas de controle. Em um trabalho mais extenso, com a instalação de pavimentos permeáveis e outros dispositivos de controle em uma área de estacionamento no parque “Florida Aquarium”, Rushton (2002) mostrou que quase todo o escoamento superficial foi retido no local, para todos os eventos observados. A autora cita que uma das maiores vantagens dos projetos de baixo impacto para estacionamentos é a redução do volume de saída de água do local. Resultados semelhantes foram encontrados por Hunt *et al.* (2002), que monitoraram o comportamento de pavimentos permeáveis na Carolina do Norte (EUA). Os autores observaram ainda que, quando há a formação do escoamento superficial, essa é ocasionada pela grande intensidade da chuva, e não pela saturação da camada reservatório.

Souza *et al.* (2001) simularam o efeito da aplicação distribuída de diversos dispositivos de controle na fonte no escoamento superficial através de modelo numérico, para vários pontos na bacia do arroio Moinho em Porto Alegre/RS. A aplicação distribuída do pavimento permeável na bacia hidrográfica reduziu a vazão de pico em 71%, para uma chuva com tempo de retorno de cinco anos, evidenciando o papel hidrológico do dispositivo em pequenas bacias urbanas.

Estudos acerca de um pavimento permeável construído sobre um solo relativamente pouco permeável mostraram que, mesmo nesse caso, é possível conseguir a infiltração de uma grande parte da água da chuva (Raimbault *et al.* 2002). A Tabela 2.3 a seguir mostra os valores obtidos para esse experimento. O autor salienta que a concepção do dispositivo foi de fato desfavorável à infiltração, pois não havia um mecanismo que limitasse a vazão para o exutório, que se situava na base da estrutura, o que poderia aumentar o volume de retenção e assim promover uma maior infiltração.

Tabela 2.3. Valores médios de infiltração em eventos chuvosos (Raimbault *et al.* 2002).

<b>Evento</b>	<b>Infiltração durante a chuva (mm/h)</b>	<b>Infiltração durante a retenção da água na estrutura (mm/h)</b>	<b>% Infiltrado</b>
Com evacuação lateral na base da estrutura	Mínimo 0,5 Máximo 3,6	0,2 6,1	87 >87
Sem evacuação lateral	Máximo 5,8	7,1	100

A infiltração é calculada pela diferença entre o volume de chuva e o volume que escoou pelo exutório. A evaporação é considerada desprezível.

A restrição ao uso de dispositivos de infiltração em solos argilosos e pouco permeáveis é objeto de estudo de diversos trabalhos. Tal limitação vem a inviabilizar a aplicação desses dispositivos em regiões que não dispõem de solos considerados adequados. Apesar disso, Souza (2002) em seu trabalho com trincheiras de infiltração, verificou que as taxas de infiltração efetivamente observadas durante os eventos chuvosos, superaram aquelas medidas nos ensaios de infiltração. O autor atribui essa diferença à formação de caminhos preferenciais com o decorrer do tempo, no solo argiloso local, além da umidade do solo no início do evento e da carga hidráulica sobre o solo, que favorece a infiltração.

## **2.7. Pavimentos Permeáveis e a qualidade da água de infiltração**

Com o intuito de avaliar o potencial impacto sobre os recursos hídricos subterrâneos, diversas pesquisas estudam a qualidade da água infiltrada através dos pavimentos permeáveis. Os estudos têm sido feitos em dois níveis: no reservatório (a variação da concentração de poluentes com a profundidade) e no solo subjacente.

Os principais mecanismos de retenção de poluentes na estrutura são a sedimentação, a filtração e a adsorção química dos materiais. Esse último efeito depende do material usado na sub-base do pavimento (Pratt, 1989 *apud* CIRIA, 1996).



Na Tabela 2.4, pode-se observar a variação da concentração de poluentes da superfície à base do reservatório, em alguns casos estudados na França:

Tabela 2.4. Redução da concentração de poluentes em pavimentos permeáveis monitorados na França.

Local	Características	Diminuição da poluição em concentração (%)				
		MS	DQO	Pb	Zn	DBO <sub>5</sub>
Rue de la Classerie em Rezé (Nantes)	Asfalto poroso + reservatório de britas	61		81	67	-
Parc d'échange de Caillou (Bordeaux)	Asfalto poroso + concreto poroso (base)	36	79	86	-	-
ZAC de Verneuil (Paris)						
Zona I	Asfalto poroso + reservatório de britas	81	63	76	35	45
Zona II	Asfalto convencional + reservatório de britas	68	48	77	45	39
Zona III	Vários tipos de estruturas	1	14	50	16	7

Legenda: MS = Matéria em suspensão; DQO = Demanda química de oxigênio; DBO = Demanda bioquímica de oxigênio. Fonte: Adaptado de Raimbault *et al.* 2002.

Pode-se observar da Tabela 2.4 que a passagem da água pelo reservatório melhora sua qualidade, seja o revestimento permeável ou não.

Em experimento com duração de 8 anos, Legret e Colandini (1999), observaram que grande parte dos poluentes (principalmente metálicos) é retida na parte superior da camada porosa de revestimento. Eles afirmam ainda que ao observar a distribuição de metais pesados no pavimento, concluiu-se que o pavimento poroso é particularmente eficiente na retenção de chumbo associado à matéria em suspensão, enquanto que o zinco, o cádmio e o cobre foram filtrados na camada subjacente ao reservatório. Resultados semelhantes foram obtidos por Pagotto *et al.* (2000), Fach *et al.* (2002), Rushton (2002) e Brattebo e Booth (2003).

Com o intuito de estimar a concentração de micropoluentes no solo e na água de infiltração a longo prazo, foi realizada por Legret *et al.* (1999) uma simulação com o uso do modelo LEACHM (Hutson e Waegenet, 1992, *apud* Legret *et al.*, 1999). Os autores observaram que a concentração de chumbo diminuiu rapidamente com a profundidade. A concentração de cádmio diminuiu mais lentamente porque a retenção do metal pelo solo não é tão boa. As concentrações apresentaram-se bem baixas à profundidade de 30cm. Dessa forma, os autores mostraram que seria baixa a probabilidade de contaminação dos lençóis freáticos mais profundos.

Pratt *et al.* (1999) analisaram em laboratório a capacidade dos pavimentos permeáveis com estrutura-reservatório de reter e tratar poluentes derivados do petróleo através da bio-degradação microbológica *in-situ*. Os autores obtiveram resultados favoráveis, onde

houve uma redução de 97,6% do petróleo, com relação à quantidade que foi injetada no pavimento.

Pelo que foi exposto, pode-se verificar que, de maneira geral, a literatura mostra que os pavimentos permeáveis são eficientes dispositivos de controle na fonte do escoamento superficial, com bom desempenho comprovado em muitos locais. Uma boa integração com o ambiente no qual é inserido é uma de suas grandes vantagens. Porém, no Brasil, essa técnica carece de estudos, principalmente em condições de solo argilosos, típicas da região de Porto Alegre, e com altos níveis de precipitação anual.

## **2.8. Operação, Manutenção e Durabilidade**

Para a garantia de seu bom funcionamento, o pavimento permeável necessita de operação e manutenção adequados, especialmente no caso do pavimento com revestimento poroso.

Pavimentos permeáveis com revestimento estanque requerem manutenção similar à do pavimento convencional, sendo necessária a conservação das estruturas de coleta e ligação da água com a estrutura reservatório. Estas devem permanecer limpas, livres de sedimentos, folhas e demais resíduos acumulados (Azzout *et al.*, 1994).

Para pavimentos com revestimento poroso, EPA (1999) sugere uma rotina de manutenção preventiva que deve incluir sucção a vácuo dos poros, pelo menos quatro vezes ao ano, com eliminação apropriada do material removido, seguida de injeção de água com mangueira de alta pressão, de forma a manter os poros abertos e limpos. Estima-se que esses procedimentos implique em um custo anual de manutenção de US\$ 4,942 por hectare.

Azzout *et al.* (1994) desaconselham o uso de vassouras para a limpeza da superfície do pavimento, pois as mesmas empurram os finos para dentro dos poros do revestimento.

Depressões (panelas) e rachaduras podem ser preenchidas com pavimento convencional, desde que não mais de 10% da área pavimentada necessite de reparos. Pontos de entupimento podem ser atenuados perfurando-se orifícios de 1,3cm, a cada 30cm, na capa do pavimento (EPA, 1999).

O pavimento deve ser inspecionado diversas vezes durante os primeiros meses que seguem a instalação, e anualmente depois disso. As inspeções anuais devem ocorrer após grandes tempestades, quando as poças colocarão em evidência os pontos de entupimento. No caso de áreas impermeáveis contribuintes, as condições dos dispositivos de pré-tratamento também devem ser inspecionadas (EPA, 1999).

A rotina de manutenção preventiva dos pavimentos permeáveis deve ser cumprida, para que se possa preservar a capacidade de infiltração do revestimento e evitar assim maiores gastos futuros. Baladès et al. (1995) mencionam que há pouca perda na capacidade de infiltração do pavimento no primeiro ano de utilização, porém, após isso, há um rápido declínio, onde o revestimento atinge uma capacidade de infiltração de 50% da original.

A durabilidade dos pavimentos permeáveis é ainda largamente discutida e pesquisada, sendo que não há dúvida de que ela está diretamente ligada aos cuidados tomados na execução, operação e manutenção do dispositivo (Marmier, 1999; Rommel *et al.* 2001; Brattebo e Booth, 2003).

Os principais fatores que influenciam na durabilidade dos pavimentos permeáveis são (Schueler *et al.*, 1992):

- Rotina de limpeza;
- Restrições ao acesso de veículos pesados;
- Inspeção na execução e posteriormente à construção;
- Pré-tratamento do escoamento de outros locais;
- Controle de sedimentos durante a construção.

Segundo Schueler *et al.* (1987), os principais tipos de falhas que reduzem a durabilidade dos pavimentos são: perda parcial ou total da capacidade de infiltração, deformação da camada de pavimento e insuficiência na absorção do solo. Um estudo conduzido em Maryland, EUA, indicou que 75% de todos os sistemas com pavimentos permeáveis examinados ficaram parcialmente ou totalmente entupidos em cinco anos. As falhas são atribuídas às inadequadas técnicas de construção, baixa permeabilidade dos solos, tráfego de veículos pesados e recobrimento das superfícies com pavimentos de materiais não-porosos.

Apesar disso, estudos mostram que, quando bem projetado e conservado, o pavimento permeável tem durabilidade semelhante à de um pavimento comum. Um exemplo disso é o caso da Reserva Estadual de Walden Pond, em Concord, Massachussets, que construiu um estacionamento em pavimento permeável, em 1977, que está em uso até hoje. Mesmo com os ciclos extremos de congelamento e degelo, dos invernos típicos do local, o pavimento não necessitou de grandes restaurações (Keating, 2001).

Rommel *et al.* (2001) construíram um equipamento de teste, com o intuito de se aplicar, a protótipos de pavimento, um escoamento com carga de sedimentos semelhante às medidas em amostras provenientes de estacionamentos e áreas residenciais, em Adelaide, Austrália. O objetivo do modelo era acelerar o “envelhecimento” do pavimento, e

verificar a redução da permeabilidade de cada uma de suas camadas. Após um período equivalente a “35 anos” de teste, verificou-se que a camada que mais contribuiu para a redução da permeabilidade do pavimento foi o filtro geotêxtil. O valor final da permeabilidade do geotêxtil era de apenas 20% da inicial, ou seja, houve uma queda de 80% na permeabilidade do geotêxtil. Apesar disso, o valor final da permeabilidade do pavimento ainda era capaz de drenar completamente uma chuva de 100 anos de tempo de retorno (para as condições do local de estudo), não havendo, portanto, motivos para a substituição do pavimento.

Brattebo e Booth (2003) acompanharam o desempenho de quatro tipos diferentes de pavimentos permeáveis, construídos em 1996. O local em estudo localiza-se em Renton, WA, e consiste de nove vagas de estacionamento, oito das quais estão cobertas com quatro pares diferentes de pavimentos permeáveis, sendo eles: (i) anéis de plástico resistente, ligados por uma grade de plástico, preenchidos por grama em um tipo, e (ii) por pedras no outro; (iii) blocos de concreto octogonais, com rejunte largo preenchido por pedras; (iv) e o bloco vazado de concreto, preenchido por grama. Após seis anos de funcionamento, os quatro tipos de pavimento mostraram pouco desgaste, sendo que os formados pelos tipos (i) e (ii) de pavimento soltaram-se um pouco do solo, na região que geralmente apóia os pneus dos carros. A eficiência na redução do escoamento superficial dos pavimentos continuou satisfatória após os seis anos de uso diário.

O funcionamento das estruturas-reservatório com revestimento permeável está diretamente ligado à manutenção de sua permeabilidade ao longo do tempo. Raimbault *et al.* (1999) *apud* Raimbault *et al.* (2002) afirmam que a evolução da colmatação dos poros parece estar ligada aos sucessivos ciclos de umidificação e secagem. Eles afirmam ainda que a forma mais eficiente de prevenir a colmatação é remover regularmente o colmatante primário, antes do endurecimento das obstruções.

## **2.9. Princípios para análise de custos**

Quando se trata de custos em obras de engenharia, deve ficar claro se a análise a ser feita levará em conta o ponto de vista econômico ou financeiro. Uma análise de custos do ponto de vista econômico procura avaliar todos os custos e benefícios reais para a comunidade favorecida pelo empreendimento, enquanto que a análise financeira diz respeito somente aos custos e receitas diretamente aplicáveis a uma organização particular (CIRIA, 1996).

Seja do ponto de vista econômico ou financeiro, uma análise de custos deve avaliar não apenas os gastos iniciais da obra, mas de toda a sua vida útil. Isso inclui custos de uma possível operação futura, de manutenção e de reposição, que podem incorrer de forma que o sistema possa desempenhar o papel para o qual foi projetado.

Sendo assim, dificilmente se pode afirmar de forma definitiva que um pavimento permeável com estrutura reservatório custa mais ou menos que um pavimento comum com drenagem convencional. Os custos irão variar caso a caso, de acordo com as condições do terreno e da rede de drenagem local.

Para uma comparação apropriada entre os custos de um pavimento comum com sistema de drenagem convencional e os de um pavimento permeável, deve-se levar em conta (Azzout *et al.*, 1994):

(a) Pavimento permeável

*Aspectos positivos:*

- A diminuição e mesmo a supressão da rede de drenagem necessária ao dispositivo, inclusive a economia dos custos de escavação e assentamento de tubos para conexão com a rede existente;
- Dispensa, na maioria dos casos, melhoras na rede de drenagem a jusante;
- O pavimento permeável integra-se ao projeto da obra, não necessitando de espaço adicional para sua implantação;
- A diminuição dos danos materiais e humanos ocasionados pelas inundações nos casos de sobrecarga da rede de drenagem;
- Os benefícios decorrentes da recarga do aquífero (para os pavimentos de infiltração);
- Especificamente para os pavimentos com revestimento permeável, tem-se a melhora no conforto de condução, a redução de acidentes devidos à aquaplanagem e ainda a diminuição da poluição sonora pelos ruídos dos automóveis.

*Aspectos negativos:*

- A manutenção específica concernente ao pavimento, especialmente aqueles com revestimento drenante;
- Aumento de custo em terrenos de alta declividade, com a necessidade de instalação de septos;
- Pode haver um custo elevado do material granular devido ao afastamento de pedreiras;

- Necessidade de perícia no assunto da parte dos projetistas e executores;
- Possibilidade de contaminação do solo e do lençol freático.

(b) Sistema de drenagem convencional (CIRIA, 1996)

- Custos com a rede de drenagem do próprio empreendimento, inclusive a conexão com a rede existente;
- Melhorias que possam ser necessárias ao sistema de drenagem existente, inclusive estruturas de retenção e ampliação dos tubos existentes;
- Custos decorrentes da possível sobrecarga ou ruptura de tubos devido à nova ligação.

Pode-se observar dos itens anteriores que, em uma análise do ponto de vista econômico, a principal dificuldade consiste em quantificar em termos monetários alguns custos e benefícios referentes ao sistema. Por exemplo, a análise dos custos ou benefícios ambientais decorrentes da contribuição dos pavimentos permeáveis para a recarga do aquífero requer uma avaliação dos possíveis efeitos da poluição e dos benefícios do aumento do nível do lençol.

Uma das maiores questões quando se trata da aplicação dos dispositivos de controle na fonte do escoamento superficial é a comparação com os custos dos mecanismos de drenagem convencionais. No entanto deve-se refletir a respeito dos ganhos ambientais e humanos que o uso desses dispositivos acarretam para a comunidade. Diversas vezes, o aumento da área impermeável da bacia e suas conseqüências chegam a tal ponto que a aplicação do controle na fonte do escoamento superficial torna-se a única solução ambientalmente aceitável.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

De acordo com os objetivos do trabalho, foi construído nas dependências do IPH/UFRGS, um módulo experimental constituído de um estacionamento com pavimento permeável e reservatório de brita, intensamente monitorado, para avaliação desse dispositivo no controle na fonte dos excessos pluviais.

A obra consta de um lote de estacionamento de 264m<sup>2</sup>, que foi dividido em duas partes iguais, onde foi utilizado, numa metade, o revestimento de asfalto pré-misturado a frio com granulometria aberta e, na outra metade, o revestimento com blocos vazados intertravados de concreto preenchidos com areia e grama.

#### **3.1. Estratégia metodológica**

Com base na pesquisa bibliográfica e recomendações de literatura, iniciou-se o processo de escolha do local, análise de viabilidade e investigações de subsolo, para poder-se realizar o dimensionamento do pavimento.

Após os estudos preliminares e dimensionamento, deu-se início à execução do dispositivo, fase essa que teve o apoio executivo da equipe da Secretaria Municipal de Obras e Viação – SMOV/PMPA (Prefeitura Municipal de Porto Alegre). Alguns dos dispositivos de monitoramento foram instalados paralelamente à execução do pavimento, enquanto que outros foram instalados após seu término.

O monitoramento hidráulico do pavimento teve início no dia 4 de maio de 2004. Paralelamente ao período de monitoramento, foi feita a análise dos dados à medida que estes eram coletados, até o mês de dezembro de 2004.

Um acompanhamento visual da estrutura física do pavimento foi feito ao longo do período de monitoramento, e também durante os eventos, onde se procurou registrar através de fotografias áreas isoladas de acúmulo d'água durante os eventos chuvosos.

A análise do método de dimensionamento hidráulico-hidrológico do reservatório foi feita calculando-se os valores de volume do reservatório que seriam obtidos com o método de dimensionamento, para as precipitações ocorridas no período, e comparando-os com os valores registrados de armazenamento no reservatório. Também foram calculadas taxas de infiltração da água armazenada no solo, sendo esses valores comparados com os obtidos nos ensaios preliminares, e também com aqueles utilizados no dimensionamento da camada reservatório.

Foi feita uma análise dos custos envolvidos na implantação do pavimento permeável, levando-se em conta apenas os valores correspondentes à implantação do pavimento permeável propriamente dito, desconsiderando-se os valores dos dispositivos de monitoramento, os quais não são aplicados em um pavimento permeável unicamente prático. Esses valores foram comparados com aqueles correspondentes à implementação de um pavimento comum, de drenagem convencional e dimensões iguais ao pavimento estudado.

## **3.2. Caracterização do Local de Implantação**

### **3.2.1. Localização**

A estrutura de infiltração em estudo consiste de um estacionamento em pavimento permeável que foi construído junto ao Bloco de Ensino do IPH, onde se situam as salas de aula e a biblioteca do instituto. O projeto foi elaborado no âmbito das pesquisas PRONEX e IPH-URB (Centro de Águas Urbanas – IPH), que providenciaram os materiais e supervisionaram a execução, que foi realizada pela SMOV/PMPA

O local do experimento foi escolhido em função da representatividade do solo encontrado na base do pavimento, que é do tipo argiloso, com relação à cidade de Porto Alegre (IBGE, 2003).

O tráfego no estacionamento é considerado leve, pois não há o acesso rotineiro de veículos pesados, além de a área servir apenas como estacionamento, não servindo de acesso para outras áreas.

Na Figura 3.1, pode-se observar uma foto com a localização do pavimento no Bloco A do IPH. Na Figura 3.2, verifica-se a seção transversal do pavimento com a altura das camadas.



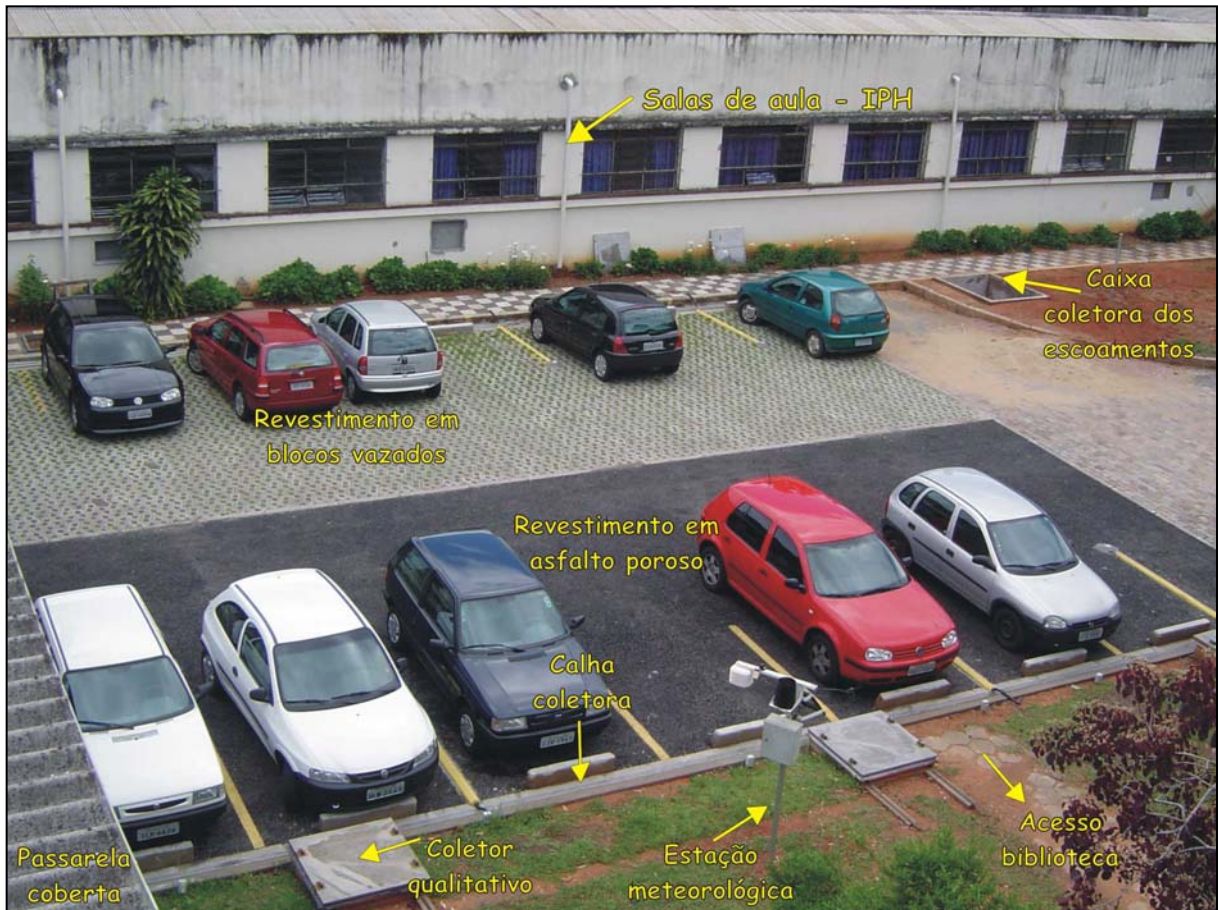


Figura 3.1. Foto do pavimento permeável visto do alto.

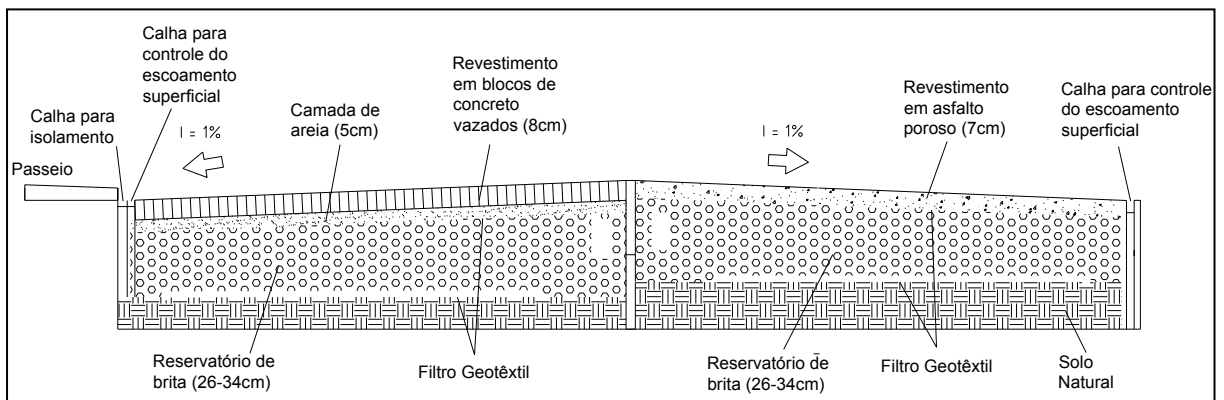


Figura 3.2. Seção transversal do pavimento permeável.

O estacionamento em pavimento permeável possui uma área de 264 m<sup>2</sup>, com capacidade para 16 automóveis de passeio. A área foi dividida em duas partes de tamanhos iguais, sendo aplicados sobre as mesmas dois tipos diferentes de revestimentos permeáveis. Foram utilizados asfalto poroso pré-misturado a frio e blocos vazados intertravados de concreto. Na Figura 3.3, observa-se a planta baixa do pavimento com suas principais dimensões.

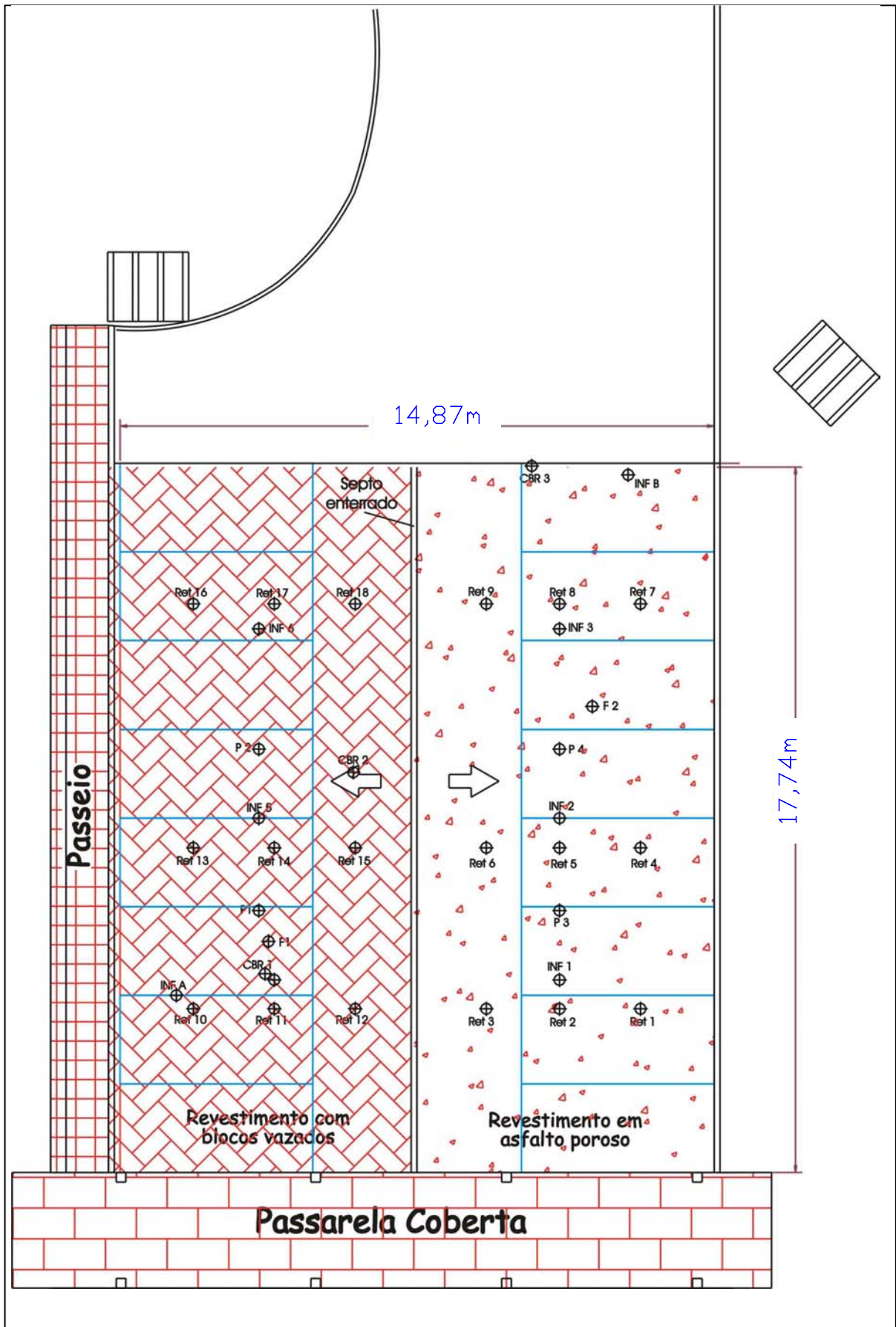


Figura 3.3. Planta baixa do pavimento com suas principais dimensões e com a localização dos pontos de coleta de amostras para realização dos ensaios de caracterização do solo.



Figura 3.4. Calhas utilizadas para isolar o pavimento da contribuição do escoamento superficial.

A camada reservatório possui altura variando de 26 a 34cm (ver cálculo mais adiante), de forma a garantir declividade à superfície (observar Figura 3.2). A camada de revestimento asfáltico possui altura de 7cm; a camada de revestimento com blocos possui altura total de 13cm, sendo que o colchão de areia sob os blocos possui 5cm de espessura.

Com o intuito de simplificar o monitoramento da estrutura, isolou-se a área de contribuições de escoamento superficial, de modo que a entrada de água é proveniente apenas da chuva incidente sobre o pavimento. Para tanto, foram instaladas calhas nos lados mais baixos do pavimento, assim como na cobertura da passarela adjacente ao estacionamento. Na Figura 3.4 observam-se fotos com as estruturas utilizadas para isolar o pavimento.

Com a observação dos eventos chuvosos no decorrer da construção, verificou-se que as redes de drenagem dos telhados dos prédios próximas ao pavimento encontravam-se obstruídas. Com isso, nos primeiros grandes eventos chuvosos, ocorreram alagamentos da superfície gramada devido ao transbordamento das caixas de drenagem, com o transporte de escoamento e sedimentos para o pavimento. Para evitar tal problema, foi necessária a desobstrução dos drenos coletores do escoamento do telhado. Na Figura 3.5 pode-se ver a localização dos drenos obstruídos e o escoamento proveniente da área gramada.



Figura 3.5. Foto dos drenos obstruídos com passagem de água e sedimentos para o pavimento.

### 3.2.2. Levantamento prévio à construção do experimento

Uma análise prévia do tipo de solo existente no local de estudo, antes do início da construção do pavimento, foi realizada, de modo a permitir o pré-dimensionamento da estrutura reservatório. A seguir são descritos os levantamentos realizados e os resultados obtidos.

Em um primeiro estágio, foi feito um reconhecimento da área a ser implantado o pavimento, de forma a se identificar possíveis empecilhos ao bom funcionamento do mesmo. Verificou-se, inicialmente, a existência de uma área gramada e com pequenas árvores adjacentes ao local de implantação. Observou-se também que após o corte da grama, não é feita a limpeza do excesso, o qual pode ser carregado pelo vento e então vir a atingir o pavimento.

Não foi verificada a existência de solo descoberto próximo ao local, que pudesse vir contribuir com o carreamento de solo para o pavimento.

Visualmente, foi detectada uma pequena declividade na superfície do solo, a qual foi evidenciada posteriormente pelo levantamento topográfico. Essa declividade, porém, não inviabilizou a implantação do pavimento, por ser corrigível e de pequena magnitude.

Não se obteve acesso a plantas de localização de tubos de esgoto, água ou drenagem pluvial. Dessa forma, a detecção da rede foi feita apenas com base em informação fornecida por funcionários locais.

### Sondagem e caracterização do solo

Foram realizadas sondagens a trado em três pontos do pavimento (pontos CBR1, CBR2 e CBR3, na Figura 3.3). Os furos tinham profundidade de 2m e permitiram um reconhecimento inicial do tipo de solo existente na base do experimento. Foram coletadas duas amostras em cada ponto, a profundidades mostradas na Tabela 3.1. A coleta das amostras e os ensaios foram realizados pela empresa LGD (Laboratório Gutierrez Damasco).

A Figura 3.6 a seguir mostra a realização da sondagem de um dos pontos.



Figura 3.6. Sondagem de pontos para a caracterização do solo no estacionamento.

Em cada amostra, foram realizados os seguintes ensaios:

- **Granulometria por peneiramento**

O ensaio de granulometria determina a faixa de variação dos diâmetros dos grãos do solo e também com que frequência eles ocorrem.

Consiste em se passar uma amostra de solo, previamente seca e destorroada, com auxílio de vibração, por uma série de peneiras de malha quadrada. Após o peneiramento (15 min), pesa-se a quantidade de material retida em cada peneira (Cauduro e Dorfman, 1990).

Foram utilizadas as peneiras: 3/4", 3/8", 4,8mm (peneira nº4), 2mm (nº10), 0,84mm (nº20), 0,42mm (nº40), 0,25mm (nº60) e 0,075mm (nº200).

Os resultados do ensaio são mostrados na Tabela 3.1 e a curva de distribuição granulométrica pode ser vista na Figura 3.7.

Tabela 3.1. Resultado do ensaio de análise granulométrica.

Furo N°	Profund. (cm)	Análise granulométrica (% passando)								Classif. AASHTO	Classif. Visual
		3/4"	3/8"	N°4	N° 10	N° 20	N° 40	N° 60	N° 200		
1	24-120	100	98	96	80	71	66	63	58	Argila arenosa	Argila arenosa vermelha
1	120-200	100	100	99	88	75	67	64	60	Argila arenosa	Arg. aren. amarela variegada
2	22-125	100	100	98	83	70	63	60	55	Argila arenosa	Argila arenosa vermelha
2	125-200	100	100	98	77	65	61	59	55	Argila arenosa	Arg. aren. amarela variegada
3	20-90	100	100	99	82	68	62	60	56	Argila arenosa	Argila arenosa avermelhada
3	90-150	100	100	97	78	66	61	58	54	Argila arenosa	Arg. aren. amarela variegada

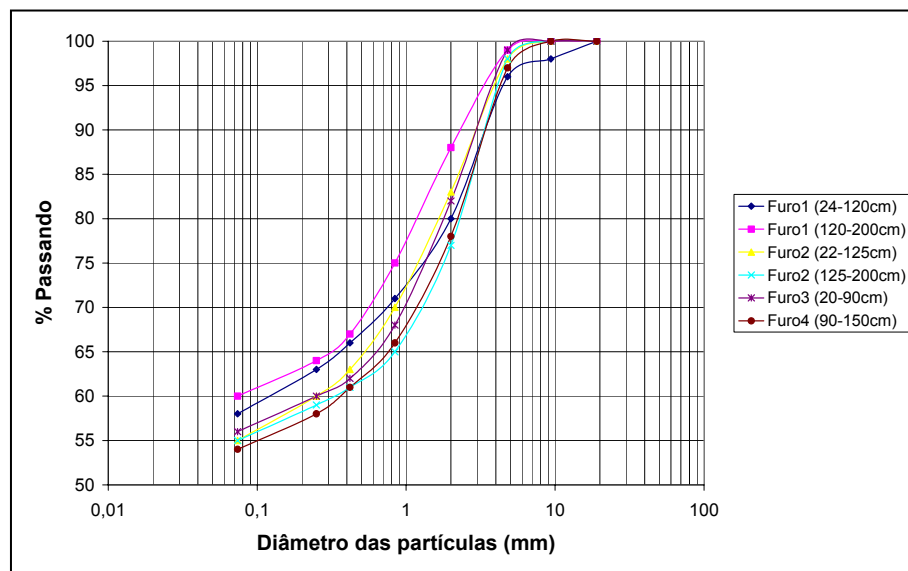


Figura 3.7. Curva de Distribuição Granulométrica do solo presente na base do pavimento.

Pelos dados da Tabela 3.1, e pela Figura 3.7, pode-se observar a grande presença de finos no solo. Isso deve à natureza argilosa do solo, detectada também pela caracterização visual das amostras (Tabela 3.1).

▪ **Proctor normal com reuso da amostra:**

O ensaio Proctor Normal consiste em se compactar uma porção de solo com uma certa energia de compactação em diferentes teores de umidade. A partir daí se obtém a chamada curva de compactação, de onde se determinam a densidade máxima do solo e sua umidade ótima. Na Figura 3.8 pode-se observar o material utilizado na realização do ensaio Proctor Normal.

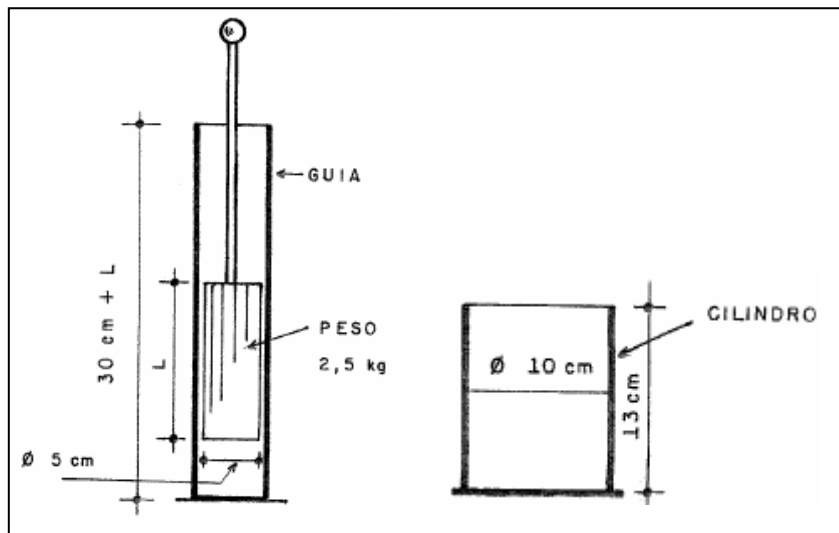


Figura 3.8. Soquete de compactação e cilindro de compactação utilizados no ensaio Proctor Normal

A Tabela 3.2 contém os resultados obtidos neste ensaio. Verifica-se uma umidade ótima do solo em torno de 20%. Esse ensaio é importante em obras de pavimentação para verificar a adequação do solo para o trânsito de veículos. Sendo o pavimento submetido apenas ao tráfego leve, nota-se que o solo possui características satisfatórias para o referido fim.

- **Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) moldado na umidade ótima;**

No ensaio ISC, é medida a resistência à penetração de uma amostra saturada compactada segundo o Método Proctor. Para essa finalidade, um pistão com seção de  $3\text{pol}^2$  (5cm de diâmetro) penetra na amostra a uma velocidade de  $0,05\text{pol}/\text{min}$  (1,25mm/min). Na Figura 3.9 pode-se observar o aparelho utilizado na realização do ensaio.

O valor da resistência à penetração é computado em porcentagem, sendo que 100% é o valor correspondente à penetração em uma amostra de brita graduada de elevada qualidade que foi adotada como padrão de referência (Caputo, 1976).

Na Tabela 3.2, podem-se observar os resultados obtidos neste ensaio. Os valores obtidos no ensaio são considerados satisfatórios para o pavimento submetido a um tráfego de veículos leves (Caputo, 1975), e foram utilizados pela equipe do Laboratório de Pavimentação (LPAV) da UFRGS no cálculo da espessura do revestimento asfáltico.

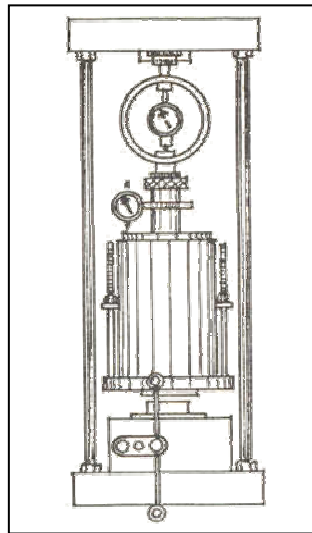


Figura 3.9. Aparelho usado para realização do ensaio ISC.

▪ **Plasticidade e Consistência (Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade).**

Plasticidade é a propriedade que o solo possui de ser submetido a grandes deformações sem sofrer ruptura ou fissuramento. Quando no estado plástico, o solo pode sofrer grandes deformações sem apresentar rupturas ou fissuramento; perde a capacidade de fluir, adquirindo uma certa resistência ao cisalhamento. A máxima umidade em que o solo possui comportamento plástico é chamado Limite de Liquidez; e a mínima é o Limite de Plasticidade.

A diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade é chamada de Índice de Plasticidade, e é, portanto, a faixa na qual o solo se comporta plasticamente.

Na Tabela 3.2, encontram-se os valores encontrados para o Limite de Liquidez e o Índice de Plasticidade das amostras de solo estudadas. Pode-se observar que o índice de plasticidade do solo foi superior a 15 em todas as amostras, o que classifica o mesmo como solo altamente plástico (Caputo, 1976).

Tabela 3.2. Propriedades do solo obtidas em ensaio.

Furo N°	Profundidade (cm)	Compactação AASHTO		Ensaio Físicos		I. S. C.			
		Densidade máxima (kg/m <sup>3</sup> )	Umidade Ótima (%)	LL	IP	h (%)	Dens.	Exp.	ISC
1	24-120	1630	20,0	56	20	20,0	1654	0,19	20
1	120-200	1585	24,5	62	21	24,3	1568	0,50	5
2	22-125	1614	20,3	63	22	20,0	1607	0,36	14
2	125-200	1621	19,4	61	21	19,4	1647	1,35	4
3	20-90	1710	19,1	58	20	18,9	1728	0,96	8
3	90-150	1716	18,9	50	20	18,5	1685	1,20	6

Legenda: LL= Limite de Liquidez; IP= Índice de Plasticidade; h= umidade do solo; ISC= Índice de suporte



Não foi detectada a presença de lençol freático até a profundidade sondada no ensaio, o que diminui a possibilidade de contaminação do freático pela penetração de possíveis contaminantes no solo.

### Taxa de infiltração: ensaio dos anéis concêntricos

A realização do ensaio de infiltração, no contexto do presente trabalho, teve o objetivo de estimar a velocidade de infiltração da água no solo existente no local onde foi construído o pavimento permeável. A determinação da capacidade de infiltração do solo foi necessária ao cálculo do volume do reservatório de britas, o qual deve ser suficientemente grande para acomodar a chuva de projeto.

Para a realização deste ensaio, foi utilizado o método dos anéis concêntricos, por retornar resultados confiáveis e ser de simples execução. A Figura 3.10 apresenta o esquema de montagem do infiltrômetro e uma foto no momento da realização do ensaio.

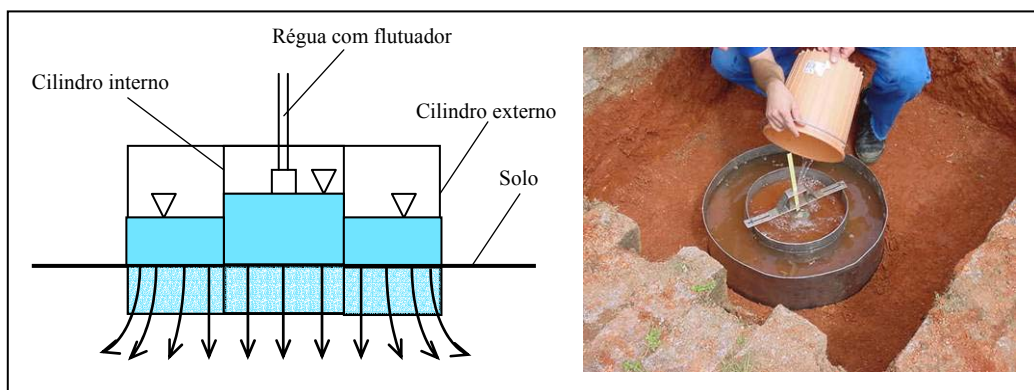


Figura 3.10. Esquema de montagem do infiltrômetro de anéis concêntricos e foto do ensaio realizado no pavimento.

O ensaio de infiltração foi executado em dois pontos do estacionamento. A localização dos pontos pode ser vista na Figura 3.3, onde os pontos são identificados como INF A e INF B. Este procedimento permite a comparação entre os resultados dos dois ensaios. Com o intuito de se obter a capacidade de infiltração da camada de solo que está exatamente abaixo do reservatório de britas, os ensaios foram realizados dentro de escavações de formato retangular, de aproximadamente 1,2 x 1,2m, e 50cm de profundidade.

A Tabela 3.3 a seguir mostra um resumo dos valores encontrados para os dois ensaios.

Tabela 3.3. Resultados do ensaio de infiltração com duplo anel.

Tempo de infiltração (min)	Ensaio Ponto Inf B			Ensaio Ponto Inf A			
	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$	Leitura (cm)	L. Ajustada	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$
0	7,93			6,5			
1	7,98	0,05	30	6,8		0,3	180
2	8,02	0,04	24	6,9		0,1	60
3	8,04	0,02	12	7		0,1	60
4	8,06	0,02	12	7,1		0,1	60
5	8,08	0,02	1,2	7,2		0,1	60
10	8,12	0,04	4,8	7,5		0,3	36
20	8,15	0,03	1,8	7,9		0,4	24
30	8,2	0,05	3	8,3		0,4	24
45	8,24	0,04	1,6	8,8		0,5	20
60	8,27	0,03	1,2	9,3		0,5	20
90	8,31	0,04	0,8	10,1		0,8	16
120	8,35	0,04	0,8	10,8	8,4	0,7	14
180	8,4	0,05	0,5	9,8		1,4	14
240	8,6	0,2	2	10,8		1	10
360	8,8	0,2	<b>1</b>	12,2		1,4	<b>10,4</b>

Pela tabela anterior, pode-se verificar que a velocidade de infiltração do solo saturado é de 1mm/h no ponto 1 e de 10mm/h no ponto 2. Na literatura, aconselha-se o uso de pavimentos permeáveis apenas em solos com taxa de infiltração superior a 7mm/h (EPA, 1999). Devido à grande diferença no resultado do ensaio de infiltração, optou-se por realizá-lo em mais pontos, após a etapa de escavação do pavimento. Os resultados são mostrados no item 3.2.3.

### Levantamento topográfico detalhado

Foi realizado um levantamento topográfico da área de implantação do estacionamento, para a determinação das exatas dimensões da área em estudo, e da forma da superfície existente. Tal levantamento foi realizado pelo geógrafo Agustin Sanches y Vacas no dia 18 de abril de 2003. A Figura 3.11 mostra as curvas de nível da área do pavimento, extraídas do levantamento topográfico.

Da topografia do local, pôde-se determinar as exatas dimensões do estacionamento, de modo que este não possuísse uma declividade muito alta, evitando assim a necessidade de dividir o reservatório em células menores.

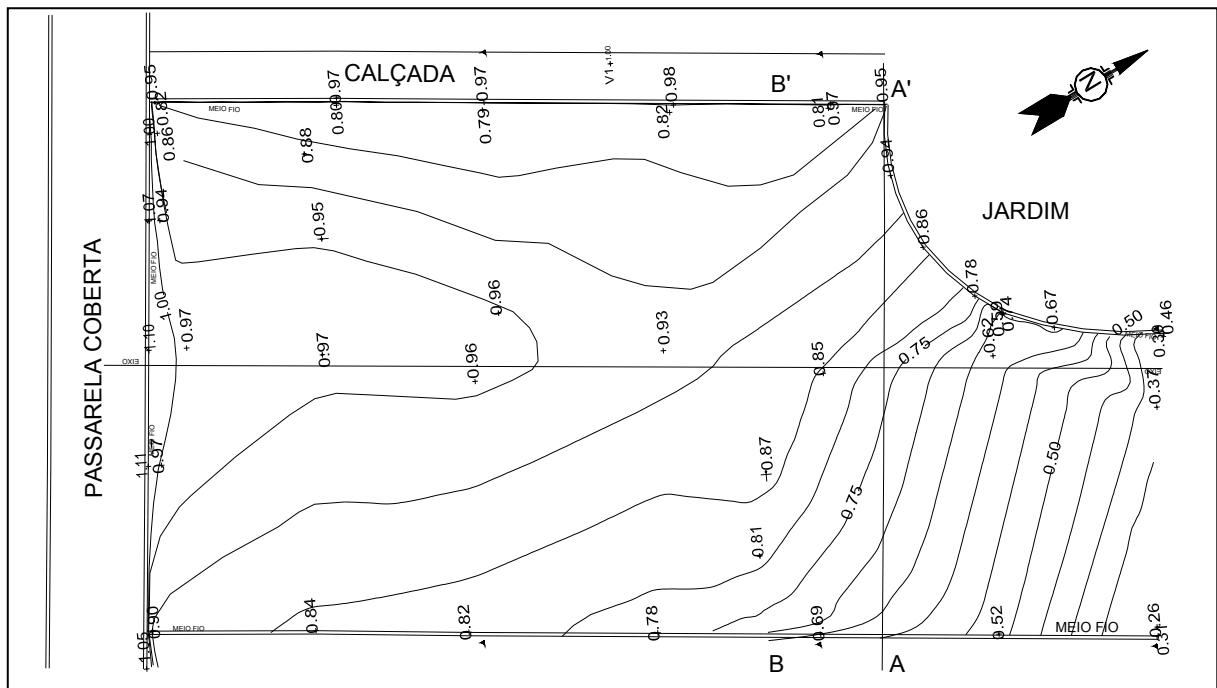


Figura 3.11. Caracterização topográfica da área do experimento (cotas em metros).

### 3.2.3. Ensaio de caracterização no solo subjacente

Após o término da escavação do reservatório foram realizados outros ensaios no solo subjacente ao reservatório. Estes ensaios foram feitos com o intuito de complementar os dados já existentes dos levantamentos anteriores.

A seguir encontram-se os resultados obtidos de cada um dos ensaios.

#### Taxa de infiltração: ensaio dos anéis concêntricos

Devido à grande variação dos resultados do ensaio de infiltração realizado anteriormente, foi repetido e ensaio em outros seis pontos distribuídos na superfície do solo subjacente. A distribuição dos pontos do ensaio pode ser verificada na Figura 3.3, onde os mesmos são identificados como INF1, INF2, ..., INF6.

O ensaio seguiu a mesma metodologia utilizada anteriormente (ver página 48), e os resultados são mostrados nas Tabela 3.4 a 3.6 a seguir.

Tabela 3.4. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF1 e INF2.

Tempo de infiltração (min)	Ensaio Ponto INF1			Ensaio Ponto INF2		
	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$
0	2.4	0		0.7	0	
1	2.6	0.2	120	0.8	0.1	60
2	2.7	0.1	60	0.8	0	00
3	2.8	0.1	60	0.9	0.1	60
4	2.8	0	00	0.9	0	00
5	2.9	0.1	60	1	0.1	60
10	3.1	0.2	24	1.1	0.1	12
20	3.7	0.6	36	1.2	0.1	6
30	4.2	0.5	30	1.4	0.2	12
45	4.9	0.7	28	1.6	0.2	8
60	5.4	0.5	20	1.8	0.2	8
90	6.6	1.2	24	2.2	0.4	8
120	7.6	1	20	2.5	0.3	6
240	10.9	3.3	18	3.3	0.8	5,2
300	12.2	1.3	17,3	-	-	-
420	16.3	4.1	<b>15,9</b>	5.2	1.9	<b>5,8</b>

Tabela 3.5. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF3 e INF4.

Tempo de infiltração (min)	Ensaio Ponto INF3			Ensaio Ponto INF4		
	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$
0	0.3	0		1.1	0	
1	0.7	0.4	240	1.2	0.1	60
2	0.8	0.1	60	1.2	0	0
3	0.9	0.1	60	1.2	0	0
4	0.9	0	0	1.3	0.1	60
5	1	0.1	60	1.3	0	0
10	1.4	0.4	48	1.4	0.1	12
20	2	0.6	36	1.5	0.1	6
30	2.6	0.6	36	1.8	0.3	18
45	3.2	0.6	24	2.1	0.3	12
60	3.5	0.3	12	2.5	0.4	16
120	4.5	1	10	3.5	1	10
150	5.5	1	20	4.4	0.9	18
180	6	0.5	10	5.1	0.7	<b>14,0</b>
210	6.5	0.5	<b>10,0</b>	-	-	-

Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de infiltração com duplo anel – pontos INF5 e INF6.

Tempo de infiltração (min)	Ensaio Ponto INF5			Ensaio Ponto INF6		
	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$	Leitura (cm)	Varição da lâmina d'água ( $\Delta h$ ) (cm)	$V_m$ de Infiltração (mm/h) $\Delta h/\Delta t*6$
0	0.4	0	0	1.60	0,00	60
1	0.5	0.1	60	1.70	0,10	60
2	0.5	0	0	1.80	0,10	0,00
3	0.5	0	0	1.80	0,00	0,00
4	0.5	0	0	1.80	0,00	0,00
5	0.5	0	0	1.80	0,00	0,00
10	0.5	0	0	1.80	0,00	0,00
20	0.5	0	0	1.80	0,00	0,00
30	0.6	0.1	6	1.80	0,00	0,00
45	0.6	0	0	1.80	0,00	4,0
60	0.7	0.1	4	1.90	0,10	2,0
90	0.7	0	0	2.00	0,10	<b>4,0</b>
120	0.7	0	<b>0,0</b>	-	-	-

A distribuição dos pontos na área do pavimento pode ser vista na Figura 3.3, e o resumo dos dados dos ensaios de infiltração, consta na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Resumo dos ensaios de infiltração com duplo anel.

<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>
INF A = 10mm/h	INF B = 1mm/h
INF 1 = 15,9 mm/h	INF 4 = 14 mm/h
INF 2 = 5,8 mm/h	INF 5 = 0 mm/h
INF 3 = 10 mm/h	INF 6 = 4 mm/h
<b>média = 10,4mm/h</b>	<b>média = 4,5mm/h</b>

Pode-se observar que não foram obtidos resultados consistentes no ponto INF 5. Os demais valores de taxa de infiltração do solo saturado variaram de 4,0 a 15,9mm/h. Esses resultados confirmaram a heterogeneidade observada nos ensaios anteriormente realizados. Observa-se também que três pontos (INF1, INF3 e INF4) resultaram em taxas de infiltração superiores à mínima recomendada de 7mm/h (EPA,1999), o que não aconteceu com os pontos INF2, INF5 e INF6.

Uma constatação importante acerca dos dados de taxa de infiltração obtidos nos ensaios é que o valor médio dos pontos localizados no Lado A (revestimento em asfalto poroso) do pavimento foi de 10,5mm/h, enquanto que no lado B, essa média foi de 4,8mm/h. Essa diferença pode vir a representar alterações no comportamento dos reservatórios dos pavimentos, visto que os mesmos são isolados entre si.

### Condutividade hidráulica horizontal: poço invertido

Condutividade hidráulica, ou coeficiente de permeabilidade, é o coeficiente de proporcionalidade entre a velocidade do fluxo e o gradiente hidráulico (Cauduro e Dorfman, 1990). A condutividade hidráulica expressa, portanto, um índice da maior ou menor dificuldade com que o solo se opõe à passagem da água por seus poros (Vargas, 1977).

Como não foi detectada a presença de lençol freático na sondagem realizada previamente (ver página 44), a condutividade hidráulica horizontal do solo foi determinada pelo método do poço acima do lençol freático, conhecido como ensaio do poço invertido.

Este ensaio consiste em abrir um poço, enchê-lo com água e medir a velocidade de abaixamento de seu nível. A operação é repetida de 1 a 3 vezes em solos argilosos. O esquema de montagem do experimento pode ser visto na Figura 3.12.

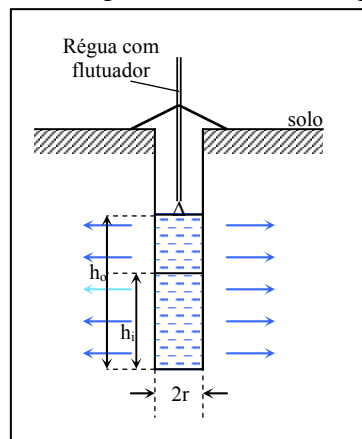


Figura 3.12. Esquema do ensaio de condutividade hidráulica pelo método do poço invertido (Fonte: Cauduro e Dorfman, 1990).

A condutividade hidráulica (m/dia) pode ser calculada pela Equação 3.1 a seguir:

$$K = 1,15r \cdot \frac{\log(h_1 + r/2) - \log(h_2 + r/2)}{t_2 - t_1} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

$K$  = condutividade hidráulica horizontal (m/dia);

$r$  = raio do poço (cm);

$h_1+r/2$  = altura correspondente a um dado ponto da reta interpolatriz (cm);

$h_2+r/2$  = altura correspondente a um segundo ponto da reta interpolatriz (cm);

$t_1$  = instante correspondente à primeira leitura ( $h_1+r/2$ ) na reta interpolatriz (s);

$t_2$  = instante correspondente à segunda leitura ( $h_2+r/2$ ) na reta interpolatriz (s).

O ensaio foi realizado segundo a metodologia descrita acima, em quatro pontos do estacionamento, denominados P1, P2, P3 e P4 na Figura 3.3. Os poços perfurados tiveram

profundidades de 75 a 80 cm, e raio de 6 cm. Os pontos P1 e P2 localizam-se no Lado B do pavimento, e os pontos P3 e P4 localizam-se no Lado A. A Tabela 3.8 apresenta os resultados do ensaio:

Tabela 3.8. Resultado do ensaio de condutividade hidráulica com poço invertido.

Ponto	Condutividade hidráulica	
	(m/dia)	(mm/h)
P1	0,223	9,27
P2	0,389	16,20
P3	0,552	23,00
P4	0,531	22,12

Assim como ocorreu com o ensaio de infiltração com duplo anel, os pontos localizados no Lado A do pavimento resultaram em condutividades hidráulicas superiores àqueles localizados no Lado B. A condutividade hidráulica média para os pontos P3 e P4 foi de 22,6mm/h, e entre os pontos P1 e P2 foi de 12,7mm/h.

O *U. S. Bureau of Plant Industry and Agricultural Engineering* classifica os solos conforme sua condutividade hidráulica de acordo com a Tabela 3.9 (Cauduro e Dorfman, 1990):

Tabela 3.9. Classificação dos solos segundo a condutividade hidráulica.

Classe	K (mm/h)
Muito lenta	<1,3
Lenta	1,3 a 5,1
Moderadamente lenta	5,1 a 20,0
Moderada	20,0 a 63,0
Moderadamente rápida	63,0 a 127,0
Rápida	127,0 a 254,0
Muito rápida	>254

Fonte: Cauduro e Dorfman, 1990.

Pelos resultados do ensaio, o solo estudado pode ser classificado, de acordo com a Tabela 3.9, como de condutividade hidráulica moderada no Lado A do pavimento, e moderadamente lenta no Lado B. Esses resultados são correspondentes a uma condutividade média para a profundidade em que foi perfurado o poço, de 75 cm.

### **Condutividade hidráulica saturada: piezômetro auto-obturador**

Foi realizado um ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro auto-obturador, um novo equipamento para a realização deste ensaio, que se baseia na fusão de piezômetros tradicionais e obturadores de furos de sondagem, aliados aos conceitos da teoria

de expansão de cavidade (Oliveira e Schneid, 2000). A medição da condutividade hidráulica com piezômetros segue o mesmo princípio do ensaio com poço direto ou invertido, sendo que a velocidade de elevação ou descida da água é medida com um piezômetro. Esse tipo de ensaio tem a vantagem de permitir a medição da condutividade hidráulica específica de cada camada, mediante a instalação de piezômetros a diferentes profundidades (Cauduro e Dorfman, 1990). O esquema de montagem do experimento é mostrado na Figura 3.13.

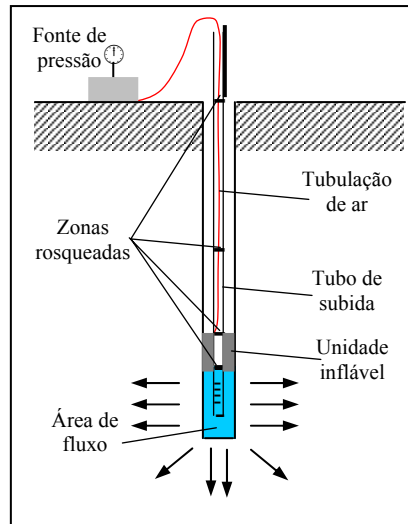


Figura 3.13. Esquema de montagem do ensaio do piezômetro auto-obturador (Oliveira e Schnaid, 2000).

O ensaio foi realizado pela empresa Ecogeo, em dois pontos da área em estudo (denominados F1 e F2 na Figura 3.3), a quatro profundidades. Os resultados são mostrados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10. Resultados do ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro auto-obturador.

Ponto/Prof.	Condutividade hidráulica (mm/h)			
	1m	2m	3m	4m
F1	4,93	28,12	31,75	-
F2	33,55	17,61	18,65	17,57

- = Não foi realizado o ensaio a 4m no ponto F1.

O ponto F1 localiza-se no lado B do reservatório, e o ponto F2, no lado A, como pode ser visto na Figura 3.3. Assim como nos ensaios anteriores, o ponto localizado no Lado A do pavimento apresentou valores maiores que aquele localizado no Lado B, para o ensaio realizado a 1 metro de profundidade. Porém, para as demais profundidades, a condutividade hidráulica saturada do ponto F1 foi superior à correspondente no ponto F2.

Observando-se a Tabela 3.9, verifica-se que a maior parte das amostras analisadas classificou-se como de condutividade hidráulica moderada ou moderadamente lenta. O ensaio foi realizado a profundidades superiores às utilizadas no ensaio do poço direto, e em pontos diferentes.



### Curva de retenção: ensaio da panela de pressão

O ensaio para determinação da curva de retenção consiste em submeter amostras de solo com estrutura natural (ou seja, amostras indeformadas), a uma diferença de pressão entre as faces opostas das amostras. Essa diferença de pressão faz sair água das amostras até que estas fiquem em equilíbrio com a diferença de pressão aplicada (Cauduro e Dorfman, 1990).

No presente trabalho, tal diferença de pressão foi aplicada através do método das panelas de pressão. Na Figura 3.14 observa-se esquema de realização do ensaio.

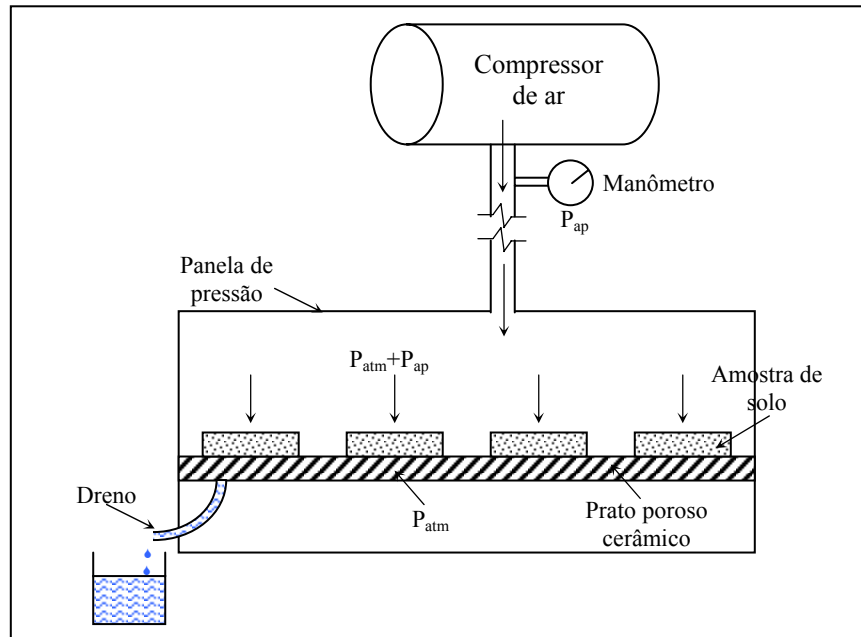


Figura 3.14. Esquema de realização do ensaio da curva de retenção com o método das panelas de pressão. (Cauduro e Dorfman, 1990)

A curva de retenção de água pelo solo relaciona a umidade gravimétrica da amostra com a pressão aplicada pela panela. Ela exprime a força com que a água está retida no solo, para cada valor de umidade. Através da curva de retenção, estima-se a rapidez com que a água infiltra através do solo. (Cauduro e Dorfman, 1990)

O ensaio foi realizado em 18 pontos distribuídos na área do estacionamento, onde foram coletadas duas amostras indeformadas em cada ponto. Os pontos estão distribuídos conforme mostra a Figura 3.3 (Pág. 41) e são identificados com as siglas RET 1, RET 2 ... RET 18. Na análise dos resultados do ensaio foram verificadas algumas incoerências nos valores de umidade em algumas amostras. Nesses casos, as amostras não adequadas foram desprezadas. Quando ambas as amostras de cada ponto resultaram em valores coerentes, o gráfico foi traçado com a média entre as duas amostras.

No gráfico da Figura 3.15 observa-se o traçado da curva de retenção de água pelo solo, com os pontos identificados de 1 a 18, onde a curva denominada média foi obtida através da média aritmética dos valores de umidade dos pontos.

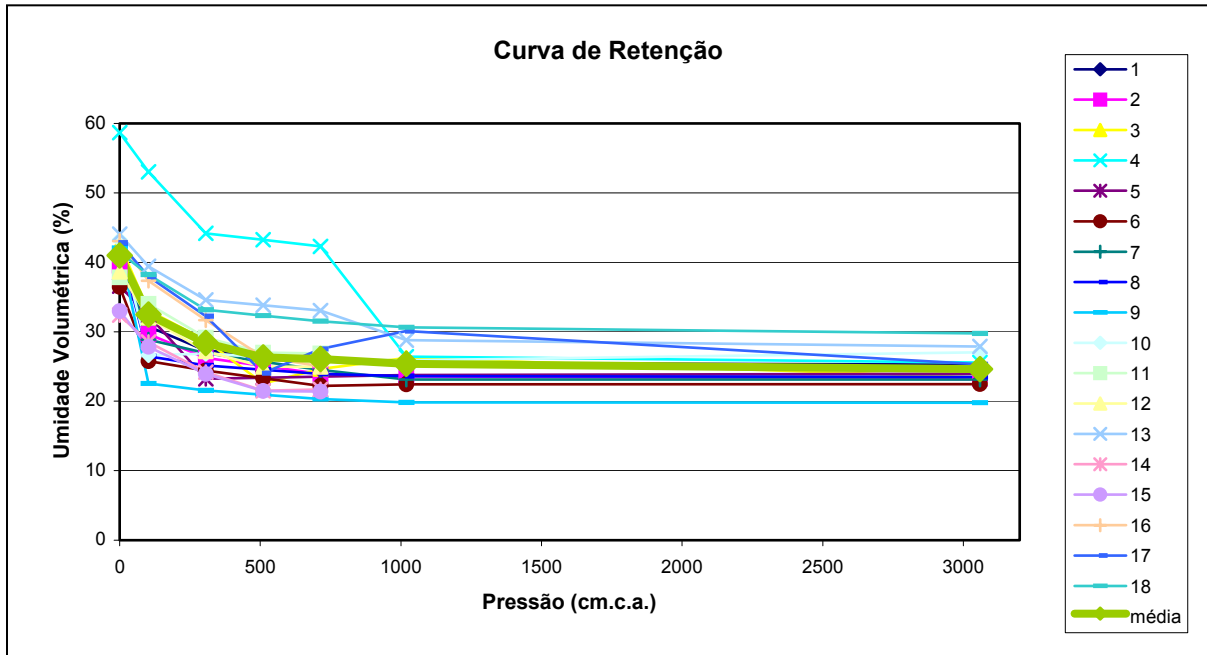


Figura 3.15. Curva de retenção de água pelo solo.

Os resultados dos ensaios de solo realizados no experimento mostraram que o pavimento situa-se sobre um solo argilo-arenoso de baixa condutividade hidráulica. Nos solos de baixa condutividade hidráulica, ocorre maior perda de carga da água ao percorrer o solo, ou seja, a percolação da água ocorre de maneira mais lenta.

### 3.3. Variáveis de Controle

A escolha das variáveis de controle foi feita em função dos processos hidrológicos envolvidos, sendo eles: precipitação, interceptação, escoamento superficial, infiltração/percolação e evaporação. Dessa forma, procurou-se monitorar as variáveis envolvidas com a entrada e saída de água do dispositivo.

Como variável de entrada, considerou-se apenas a precipitação incidente sobre o pavimento, já que o mesmo está isolado de contribuições de escoamento superficial proveniente de outros locais.

As variáveis de saída são: o escoamento superficial do revestimento, coletado através de calhas e medido por vertedor com sensor de pressão; a evaporação da água

armazenada, que pode ser estimada com o auxílio da estação meteorológica instalada; o possível extravasamento do reservatório, monitorado através de sensores de pressão; o volume de água armazenado no reservatório ao longo do tempo, medido por sensores de pressão; a infiltração da água no solo, que pode ser estimada pelo balanço hídrico e com o auxílio dos medidores de umidade do solo.

### **3.4. Estrutura física e de monitoramento**

Para a execução da estrutura do pavimento, optou-se por utilizar materiais disponíveis no comércio regional, ou que se tornariam facilmente disponíveis na ocasião de surgimento de uma demanda pelo mercado. Também foi dada preferência a materiais de baixo custo, com o intuito de tornar o dispositivo o mais facilmente aplicável e atraente possível do ponto de vista financeiro.

#### **3.4.1. Camada superficial**

A camada superficial foi concebida com dois tipos de revestimento, de modo a permitir uma comparação da eficiência das duas partes.

Em um lado do pavimento, utilizou-se revestimento com blocos vazados intertravados de concreto do tipo “S”, fabricados pela ICL (Indústria de Concretos LTDA), e adquiridos com recursos da pesquisa IPH-URB. Os blocos possuem uma altura média de 8cm, e foram confeccionados segundo as normas de controle tecnológico da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). As aberturas dos blocos foram preenchidos com tufo de grama, de modo a conferir ao pavimento uma aparência agradável (ver Figura 3.16 (a)). Houve a necessidade de encomendar a confecção dos blocos, já que estes não são utilizados correntemente nas estruturas de pavimentação.

O revestimento utilizado na outra metade do pavimento foi o asfalto do tipo pré-misturado a frio com granulometria aberta (ver Figura 3.16 (b)). Esse asfalto possui um baixo custo com relação ao asfalto usinado a quente, e é utilizado atualmente pela prefeitura de Porto Alegre para a função de remendos em vias de asfalto. O traço utilizado na confecção do concreto foi de 60% de brita  $\frac{3}{4}$ , 40% de brita  $\frac{3}{8}$  e 5% do volume de agregados em emulsão asfáltica (dados fornecidos pela equipe da SMOV/PMPA). O material foi doado pela Prefeitura de Porto Alegre.



Figura 3.16. (a) Revestimento do pavimento com blocos intertravados de concreto, preenchidos com tufos de grama; (b) Revestimento do pavimento com asfalto pré-misturado a frio de granulometria aberta.

### 3.4.2. Camada reservatório

A brita basáltica utilizada na camada reservatório do pavimento foi cedida pela CONCEPA Free Way (Concessionária da Rodovia Osório–Porto Alegre S/A). A caracterização do material foi realizada pela equipe do LAPAV/UFRGS.

A equipe realizou ensaios de granulometria, porosidade, índice de vazios, Índice de Suporte Califórnia e Módulo de Resiliência. Para os objetivos do presente estudo, serão apresentados os resultados referentes apenas aos ensaios de granulometria, índice de vazios e porosidade. Os resultados dos demais ensaios podem ser consultados em Malysz *et al.* (2003).

A Tabela 3.11 a seguir mostra a distribuição granulométrica da brita utilizada no pavimento.

Tabela 3.11. Composição granulométrica da brita utilizada na camada reservatório do pavimento permeável.

<b>Peneira</b>	1''	3/4''	1/2''	3/8''	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 80	Nº 200
<b>Passante (%)</b>	100	99,9	96,4	52,5	6,2	3,6	2,9	2,3	1

Fonte: Malysz *et al.* (2003)

A análise granulométrica mostrou que a brita estudada possui um coeficiente de uniformidade igual a 1,3 e, portanto, classificando-a como muito uniforme (Caputo, 1976). No material estudado ocorre predominância de agregados retidos na peneira 3/8'' e na peneira Nº 4. Essas características não representam limitações ou obstáculos à sua utilização no pavimento, pois o mesmo é destinado apenas ao trânsito de veículos leves. O uso da brita uniforme visou a obtenção de uma maior porosidade do material.

Caputo (1976) define como índice de vazios a relação entre o volume de vazios e o volume da parte sólida de um material granular. O valor de índice de vazios da brita estudada foi de  $e=0,57$ . Já a porosidade, definida pelo mesmo autor como a relação entre o volume de vazios e o volume total de material, foi determinado como sendo  $\eta=0,36$  (Malysz, 2003). O valor da porosidade da brita é essencial para o cálculo do volume do reservatório. Na Figura 3.17 pode-se visualizar amostra da brita utilizada no pavimento.



Figura 3.17. Amostra da brita utilizada na camada reservatório.

### 3.4.3. Interface entre as camadas

Conforme descrito no item 2.5.3, utilizou-se um filtro geotêxtil na interface entre as camadas para evitar a migração de material de uma camada para outra do pavimento. A membrana foi aplicada como uma envoltória da camada de brita, para evitar a migração de areia ou asfalto para a mesma, e também a migração de brita para a camada de solo abaixo do pavimento.

O geotêxtil utilizado foi da marca Bidim<sup>®</sup>, do tipo OP-50. A membrana possui uma porosidade superior a 90%, o que permite a passagem da água para as camadas inferiores. Sua abertura de filtração é de aproximadamente 100 $\mu$ m, o que evita a migração de finos para as camadas inferiores. O produto se apresenta em rolos de 2,15m de largura e 150 m de comprimento, e foram utilizados três rolos no experimento. As especificações do produto foram extraídas de informativos da fabricante *BBA nonwovens*, e o material foi doado ao projeto pela ABINT – Associação Brasileira das Indústrias de Nãotecidos e Tecidos Técnicos.

### 3.4.4. Estruturas de Monitoramento

De modo a possibilitar a análise dos fenômenos físicos envolvidos no funcionamento do pavimento permeável, e assim proceder ao cálculo do balanço hídrico do sistema, foram instalados dispositivos para monitoramento (mostrados na Figura 3.18) das variáveis envolvidas na individualização do sistema. Os dispositivos de monitoramento são descritos a seguir.

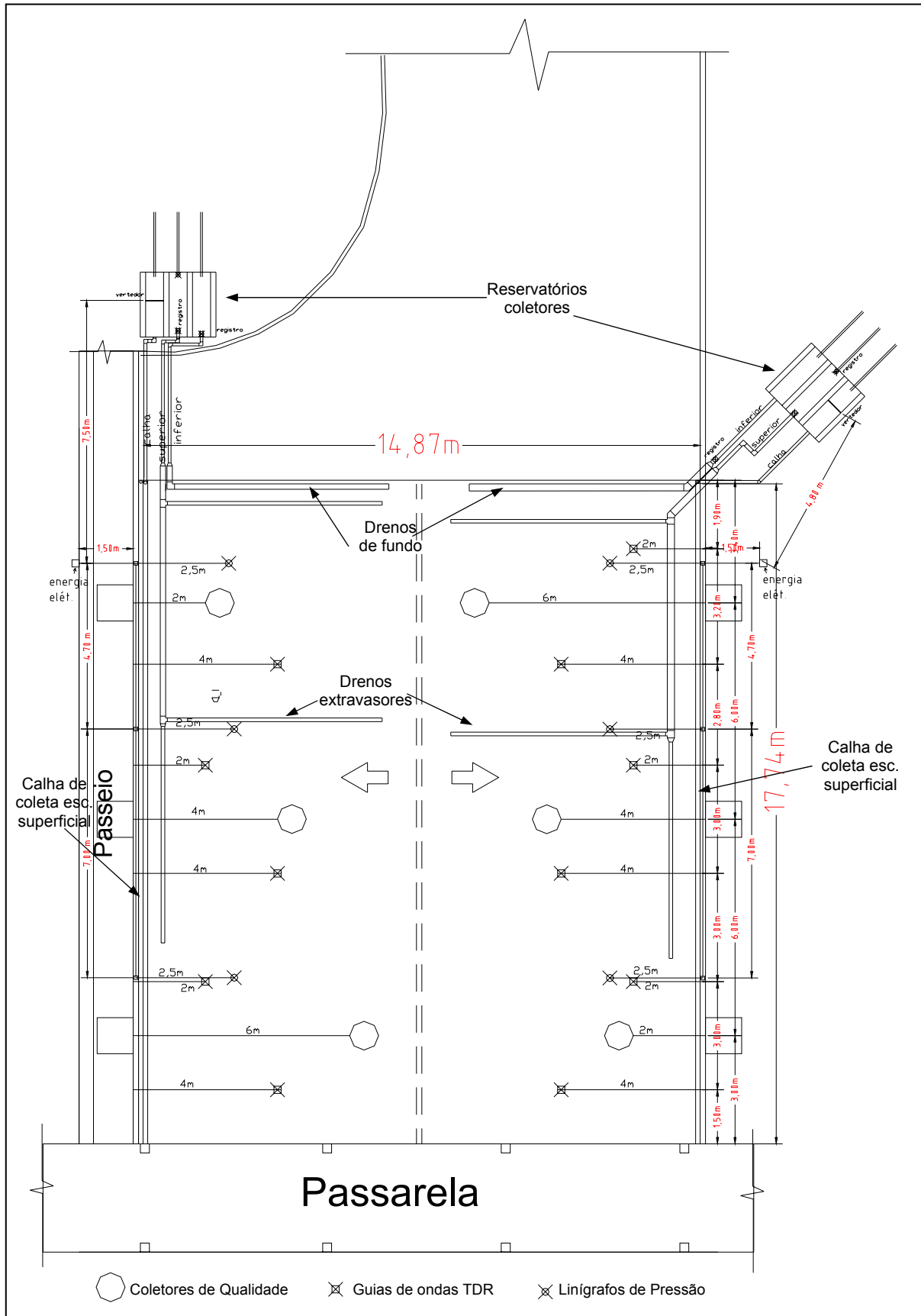


Figura 3.18. Distribuição dos dispositivos de monitoramento do pavimento permeável.

### Poços de observação

Para permitir o monitoramento da altura de água existente no reservatório, foram instalados três poços de observação em cada lado do pavimento. Esses poços constam de tubos de PVC de 75mm de diâmetro, perfurados ao longo do comprimento.

Dentro deles foram instalados sensores de pressão ligados a registradores automáticos (*data loggers*), o que permite o monitoramento da evolução da altura d'água no reservatório. Ligando os poços de observação ao *data logger*, foram instalados eletrodutos rígidos de uma polegada da marca Tigre<sup>®</sup>, para evitar danos ao condutor do sensor. Na área do pavimento, os eletrodutos foram revestidos com uma camada de concreto para conferir maior resistência ao eletroduto contra a passagem dos carros (ver Figura 3.19).

A localização dos poços pode ser vista na Figura 3.18.



Figura 3.19. Poços de observação e protetor dos eletrodutos em concreto.

### Calha de coleta do escoamento superficial

Foram instaladas calhas semicirculares em PVC com diâmetro de 125mm da marca Tigre<sup>®</sup> para coletar o escoamento proveniente da superfície do pavimento. Foi instalada uma calha em cada lado do pavimento (conforme a Figura 3.19), sendo que cada uma delas leva o escoamento para reservatórios coletores individualizados, que serão descritos a seguir.

Nos reservatórios, a vazão de saída é vertida para um reservatório em acrílico, equipado com vertedor triangular. A carga do vertedor é medida por sensor de pressão, e armazenado por registrador automático (*data logger*).

### **Dreno de fundo**

O cálculo do tempo de esvaziamento do reservatório, mostrado no item 3.5.1, evidenciou a necessidade de instalação de tubos do tipo dreno no fundo da camada de brita. Esses drenos possuem registros que permitem a liberação do excesso de água que venha a ficar armazenado no reservatório por um tempo superior ao máximo recomendado na literatura (ver item 2.5.5).

Os tubos estão localizados na parte mais baixa do pavimento, conforme a Figura 3.18. Foram utilizados tubos corrugados para drenagem da marca Tigre<sup>®</sup>, com diâmetro de 150mm. A água coletada pelos drenos é levada para reservatórios coletores individualizados, o que permite a medição do volume escoado.

### **Dreno extravasor**

Devido à baixa permeabilidade do solo subjacente, detectada nos ensaios de infiltração, foram instalados drenos extravasores no topo da camada de brita do pavimento. A princípio, foram colocados registros que fecham os drenos, já que os mesmos possuem diâmetro de até 150mm, altura essa que comprometeria o volume de armazenamento do reservatório. Caso se verifique necessário, os mesmos podem ser abertos, onde passarão a evitar o completo enchimento da camada reservatório, e impedir o alagamento da superfície do pavimento.

A rede de drenos é mostrada na Figura 3.17. Eles foram dimensionados de acordo com a metodologia descrita no item 3.5.3. Foram utilizados tubos corrugados para drenagem da marca Tigre<sup>®</sup> de diâmetros de 100 e 150mm. A água coletada pelos drenos é levada para reservatórios coletores individualizados, onde o volume vertido pode ser controlado através da instalação de medidores e registradores automáticos.



### Reservatório coletor

Consiste em dois reservatórios localizados um em cada lado do pavimento (Figura 3.18), que coletam os escoamentos provenientes das calhas do escoamento superficial, dos drenos extravasores e dos drenos de fundo, descritos nos itens anteriores. Cada reservatório coleta o escoamento referente a um lado do pavimento, e possuem divisórias para individualizar a origem do escoamento recebido (ver Figura 3.20).

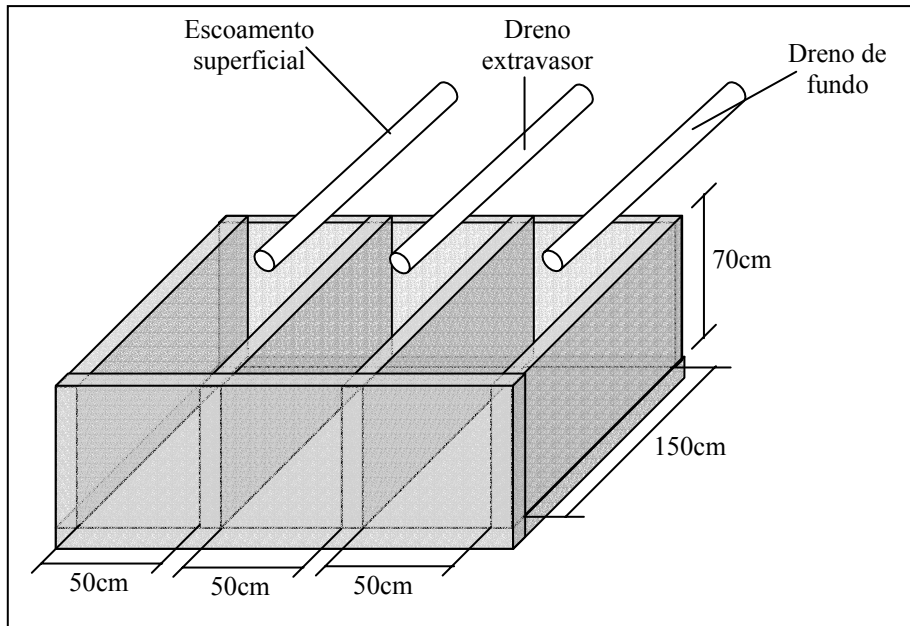


Figura 3.20. Esquema ilustrativo (fora de escala) dos reservatórios coletores dos escoamentos com suas dimensões.

No compartimento do reservatório coletor, ligado à calha do escoamento superficial, foi instalada uma caixa acrílica, tendo em uma das faces um vertedor triangular com parede delgada, com dimensões mostradas na Figura 3.21. Através do vertedor, é feito o controle da vazão referente ao escoamento superficial, pela instalação de um sensor de pressão em poço de observação ligado à caixa, o qual mede a carga ao longo do tempo. Os valores são armazenados por registrador automático (*data logger*).

Antes do início do monitoramento, foi observado que os níveis de saída do vertedor seriam bastante pequenos (da ordem de 10 a 20mm), causando uma perda de carga muito grande com relação ao vertedor ideal. Isso tornaria inadequado o uso das equações de vazão em vertedores previstas na literatura. Ressalta-se ainda que a validade das equações encontradas na literatura é para valores de carga superiores a 3cm (Azevedo Netto, 1998). Por isso, o vertedor foi calibrado para a faixa de vazões observada em eventos anteriores, sendo obtida a Equação 3.2.

Equação 3.2  $Q = 0,0217 \cdot k^2 + 0,0079 \cdot k + 0,0032$

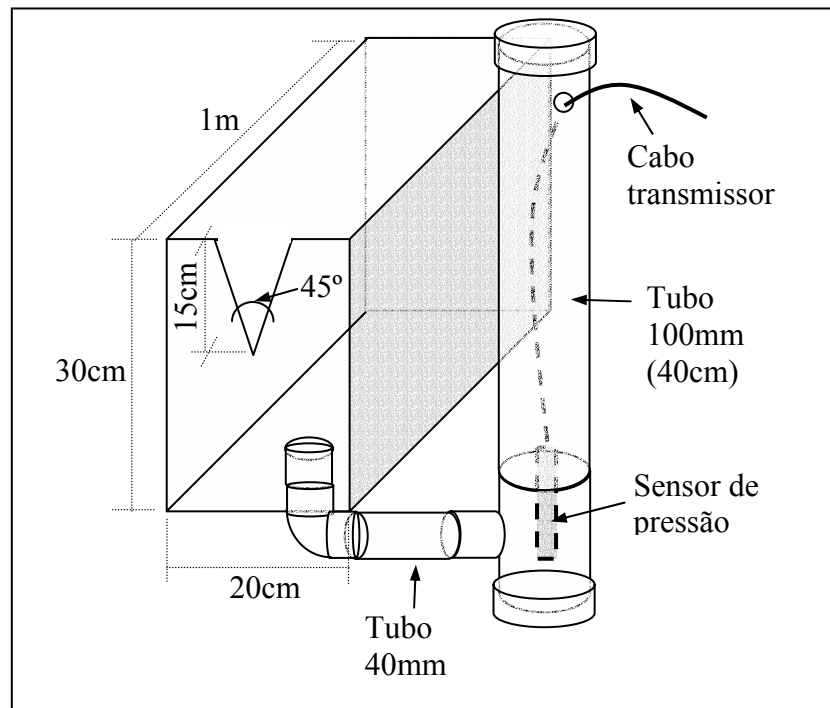


Figura 3.21. Esquema ilustrativo do vertedor para medição da vazão extravasada.

Sendo  $Q$  = vazão (L/s) e  $k$  = carga no vertedor (cm).

O gráfico da Figura 3.22 mostra um comparativo entre as vazões calculadas pela equação teórica do vertedor triangular (equação de Thompson: Azevedo Netto, 1998) e a equação calibrada.

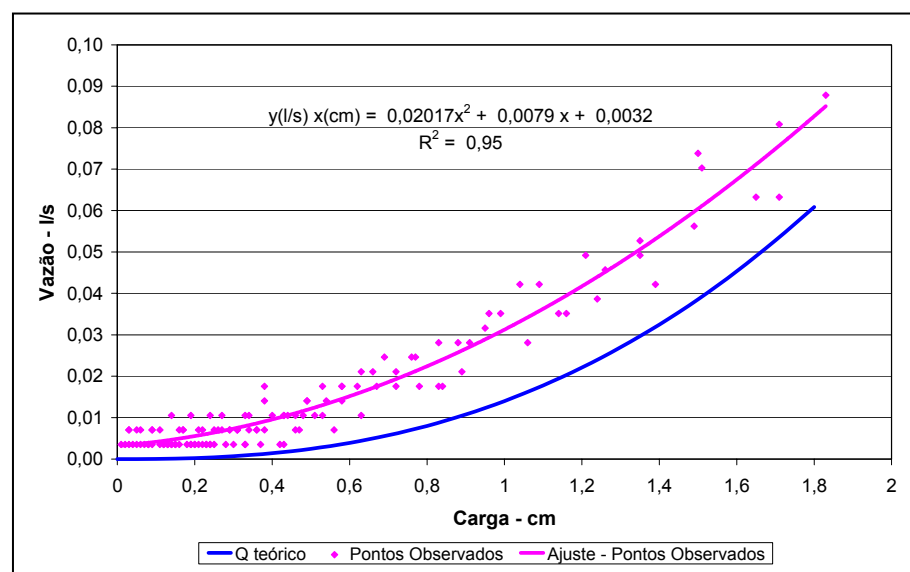


Figura 3.22. Gráfico comparativo entre as equações teórica e real do vertedor utilizado.

### **Sensores de pressão**

Os sensores de pressão foram utilizados em duas estruturas de monitoramento, sendo elas: na medição da altura d'água nos poços de observação e na medição da carga do vertedor triangular. Os sensores utilizados são da marca HYTRONIC, do tipo “Sonda de profundidade Modelo TSH”. Os sensores possuem fundo de escala de 500mm, e precisão de 1% do fundo de escala, ou seja, 5mm. O corpo do sensor possui dimensões de 112mm de altura e 25,4mm de diâmetro (ver Figura 3.23). O cabo que transmite os dados tem 6mm de diâmetro, e possui um tubo interno para ventilação do sensor.



Figura 3.23. Sensor de pressão para medição de coluna d'água.

### **Sensores de umidade**

A umidade do solo é medida com o auxílio do equipamento TDR (Time Domain Reflectometer), onde foram instaladas 11 guias de ondas distribuídas nos dois lados do pavimento (conforme a Figura 3.17), e que são monitoradas sempre que ocorrem eventos de precipitação. A técnica da reflectometria de microondas é uma prática não-destrutiva de determinação da umidade do solo, baseada na transmissão e recepção de sinais de microondas, onde se relaciona a constante dielétrica do solo com o valor de sua umidade volumétrica (Topp e Davis, 1985a; Topp e Davis, 1985b). As guias de ondas, ou transmissores, constam de três hastes em aço inoxidável, com comprimento de 15cm, paralelas entre si a uma distância de 2cm, ligadas por uma base rígida onde se conectam os fios transmissores e o cabo (ver Figura 3.24). No presente estudo, as guias que seriam instaladas no pavimento, foram confeccionadas pela própria equipe do projeto.

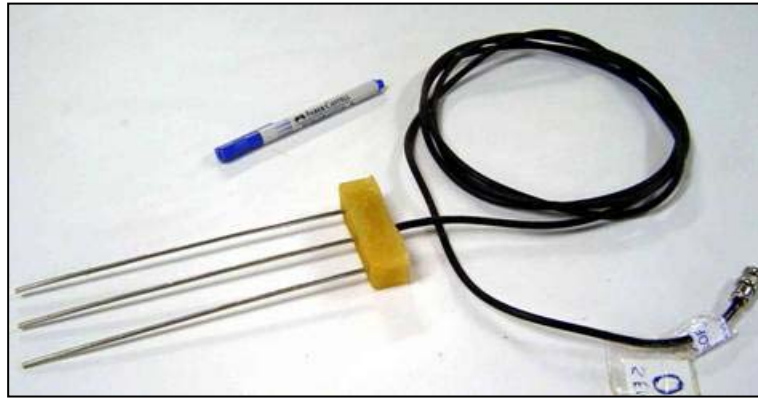


Figura 3.24. Guias de ondas confeccionados pela equipe do projeto.

### **Amostradores de água para análise qualitativa**

A qualidade da água infiltrada é monitorada através de coletores de água, que foram posicionados dentro do reservatório, durante a execução do pavimento, tendo sido preenchidos com brita lavada com 30% de porosidade. Esses coletores possuem diâmetro de 80cm, e 15cm de altura. São feitos em aço INOX polido, para evitar o acúmulo de incrustações nas paredes e no fundo. Os coletores foram confeccionados com parede e fundo de 6mm de espessura, de forma a garantir que os mesmos não se deformassem durante o assentamento no reservatório, uma vez que a brita é acomodada por rolos compactadores, para evitar uma posterior deformação do pavimento.

Um total de seis coletores, sendo três em cada lado do pavimento (conforme Figura 3.17), recolhem o material que infiltra junto com a chuva. O coletor do meio localiza-se no fundo do reservatório (abaixo do filtro geotêxtil), coletando assim, amostra do material que atinge a camada de solo após a penetração no pavimento. Os dois coletores das extremidades se situam na parte superior do pavimento, logo abaixo do revestimento, permitindo medir a entrada de contaminantes no reservatório. A coleta do material é feita através de um tubo, também em aço inox, que liga os coletores à borda do pavimento, onde o material é retirado por gravidade.

### **Estação Meteorológica**

Para o controle dos eventos reais de precipitação, foi instalada uma estação meteorológica próximo à área do estacionamento, que permite medir a variabilidade temporal dos eventos chuvosos, a direção e velocidade do vento, intensidade de insolação etc., o que tornaria possível a estimativa de parâmetros de evapotranspiração. Uma foto da estação meteorológica pode ser vista na Figura 3.25.



Figura 3.25. Estação meteorológica próxima ao pavimento.

### **Pluviógrafos**

Dispõe-se de três pluviógrafos instalados próximo ao local do pavimento, sendo que todos eles são do tipo cuba basculante e medem de 0,2 a 0,25mm de precipitação por basculada.

O primeiro pluviógrafo (PVG 1) foi instalado bem próximo à área do pavimento, e é da marca RainWise<sup>®</sup>. Ele possui uma resolução de 1 minuto e precisão de 0,25mm (Figura 3.26).

O segundo (PVG 2) faz parte da estação meteorológica descrita anteriormente (ver Figura 3.25), e possui uma discretização operacional de 15 minutos.

O terceiro (PVG 3) localiza-se próximo no telhado do prédio de ensino, e foi instalado para o monitoramento de micro-reservatórios de detenção no lote (Agra, 2001). Esse pluviógrafo é da marca Global Water<sup>®</sup>, modelo RG200, e precisão do mecanismo de 3% para intensidades até 100mm/h (Souza, 2002). A discretização utilizada para esse pluviógrafo é de 5 minutos.

Os dados efetivamente utilizados para análise são aqueles do pluviógrafo PVG1, que apresentou melhor precisão na calibração; os pluviógrafos PVG2 e PVG3 são utilizados para confirmar os dados do primeiro.



Figura 3.26. Foto do pluviógrafo PVG1.

### 3.5. Projeto e Dimensionamento

O tipo de estrutura reservatório utilizado no experimento foi de infiltração parcial, definido no item 2.3. Isso se deve aos resultados encontrados nos ensaios de caracterização do solo no local, que evidenciaram a ocorrência de um solo de baixa permeabilidade e grande parcela de argila. Para conferir ao pavimento a função de infiltração parcial, foram instalados drenos extravasores no topo da camada de brita, que foram descritos no item 3.4.4.

#### 3.5.1. Determinação do volume do reservatório

O volume do reservatório, ou seja, a altura da camada de brita, é dimensionado de forma a suportar as solicitações impostas pelo tráfego no pavimento (dimensionamento mecânico), e também armazenar o volume d'água referente à chuva de projeto (dimensionamento hidráulico).

No caso do presente projeto, foi realizado o dimensionamento hidráulico através da metodologia descrita a seguir, e uma posterior verificação da adequação mecânica da espessura obtida, verificação essa realizada pelo Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV).

Os parágrafos seguintes apresentam os cálculos realizados no dimensionamento hidráulico-hidrológico do reservatório, assim como os valores obtidos.

O tempo de retorno ( $T_r$ ) adotado para o projeto foi de 10 anos, que é o valor recomendado em projetos de pavimentos permeáveis (CIRIA, 1996; Azzout *et al.* 1994).

Conforme descrito no item 2.5.5 (pág. 24), o dimensionamento hidráulico do pavimento permeável pode ser feito através do método da curva envelope, aplicado por Silveira (2003). O volume de armazenamento é então calculado pela Equação 2.6 (pág. 28):

$$V_{\max} = \left( \sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta T}^{b/2} - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{q_s} \right)^2$$

onde :  $q_s$  = vazão de saída constante do dispositivo, em mm/h (corresponde à taxa de infiltração do solo sob a estrutura);

$T$  = período de retorno em anos;

$a, b, c$  = parâmetros da equação IDF tipo Talbot (Silveira, 2003);

$\beta$  = produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo.

O valor de  $q_s$  na equação corresponde à taxa de infiltração do solo sob a estrutura, dividido pelo coeficiente de segurança da Tabela 2.2. No caso em questão, o coeficiente adotado foi  $cs=3$ . Pelos resultados dos ensaios de infiltração do item 3.2.2, a taxa de infiltração adotada foi o valor mais baixo da taxa de infiltração entre as médias dos dois lados do pavimento,  $q_{s1}=4,5\text{mm/h}$ . Aplicando-se o coeficiente de segurança, adotou-se um valor de dimensionamento de  $q_s = 1,5\text{mm/h}$ .

A Tabela 3.12 a seguir mostra os valores utilizados para os parâmetros da equação anterior.

Tabela 3.12. Parâmetros utilizados na definição do volume de armazenamento do reservatório.

Variável	Valor
a	2611*
b	0,171*
c	16,9*
$\beta$	1*
$\gamma H$	1*
$T_R$	10 anos
$q_s$	1,5mm/h

\*Fonte: Silveira (2003)

Substituindo os valores da tabela anterior na Equação 2.6, encontra-se o volume de armazenamento:  $V_{\max}=54,5\text{mm}$ .

A porosidade da brita foi determinada no item 3.4.2, e vale  $\eta=36\%$ .

Sendo a altura do reservatório dada pela Equação 2.7, tem-se  $H=151\text{mm}$ :

$$H = \frac{V_{\max}}{\eta} = \frac{54,5}{0,36} = 151\text{mm}$$

Por razões construtivas, decidiu-se dar ao pavimento uma declividade longitudinal no fundo do reservatório de 1%. Dessa forma, a altura média do reservatório deve então ser dada pela Equação 2.8:

$$H' = H + \frac{I_o \cdot L}{2} = 151 + \frac{0,01 \cdot 18300}{2} = 243 \text{ mm}$$

Onde:  $H'$  = altura do reservatório, considerando a declividade do terreno;

$I_o$  = declividade do terreno.

Adotou-se então, uma espessura mínima de 25 centímetros para o reservatório de britas, onde após a escavação pela retro-escavadeira, mediu-se espessuras de 25 a 26 cm.

Dessa forma, o corte longitudinal do pavimento fica representado na Figura 3.27, e o volume máximo de armazenamento é dado por:

$$V_{\text{max}} = \frac{(0,26 + 0,26 - 0,017)}{2} \cdot 17,7 \cdot 7,4 \cdot \eta = 22,9 \text{ m}^3 \cdot 0,36 = 8,25 \text{ m}^3$$

Foi feita a verificação do tempo de esvaziamento do reservatório, dado pela Equação 2.9, que vale:

$$t_{\text{esv}} = \frac{H}{q_s} = \frac{151}{1,5} = 100,9 \text{ horas}$$

Esse tempo é superior ao máximo recomendado por Schueler (1987) de 72 horas. Dessa forma, optou-se por instalar drenos coletores no fundo da camada de brita, equipados com registro que pode ser aberto quando o tempo de permanência da água superar as 72 horas.

O valor obtido no dimensionamento hidráulico foi verificado pelo LAPAV quanto à resistência à carga de veículos, onde a espessura encontrada mostrou-se suficiente para suportar as solicitações impostas.

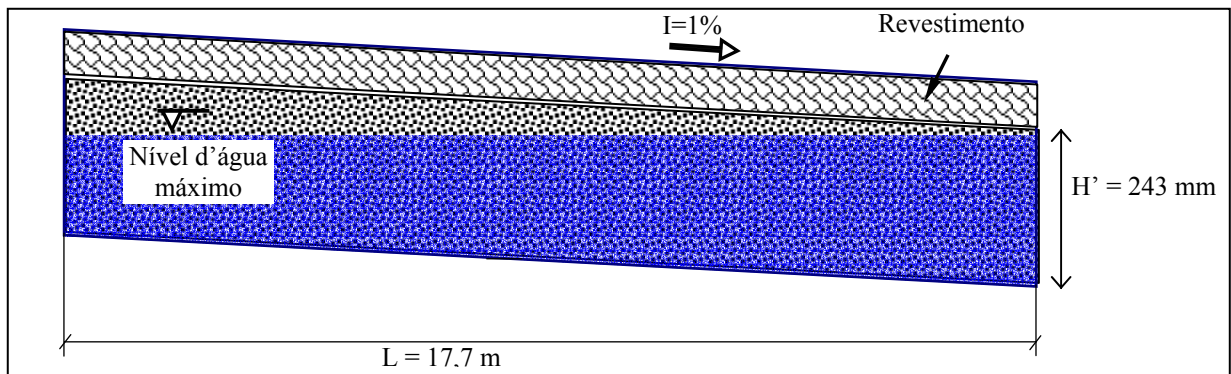


Figura 3.27. Representação do corte longitudinal do pavimento.



### 3.5.2. Dimensionamento das calhas de coleta do escoamento superficial

Para o dimensionamento das calhas de coleta do escoamento superficial, considerou-se a equação do método racional da Equação 3.3 (Porto, 1995):

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde  $Q$  = vazão no exutório ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  
 $C$  = coeficiente de escoamento adimensional;  
 $i$  = intensidade média da chuva ( $\text{mm}/\text{h}$ );  
 $A$  = área de contribuição ( $\text{km}^2$ ).

O coeficiente de escoamento adotado foi de 0,1, que, conforme Araújo et al. (2000), é um coeficiente de escoamento referencial para superfícies permeáveis.

A intensidade da chuva foi calculada pela IDF de Bemfica (1999) (Equação 3.4). O tempo crítico de chuva de projeto, por sua vez, é dado pela Equação 2.5, com os parâmetros da Tabela 3.12. Tem-se então:

$$t = \sqrt{\frac{\beta c a T^b}{\gamma H q_s}} - c = \sqrt{\frac{1 \cdot 16,9 \cdot 2611 \cdot 10^{0,171}}{1 \cdot 1,5}} - 16,9 = 192 \text{ min}$$

$$i = \frac{a T^b}{t + c} = \frac{1297,9 \cdot 10^{0,171}}{(192 + 11,6)^{0,85}} = 21,0 \text{ mm} / \text{h} \quad \text{Equação 3.4}$$

Assim, a vazão a ser transportada pelas calhas é de 0,1 l/s, para um coeficiente de escoamento de 0,1, um tempo de retorno de 10 anos, uma intensidade de chuva de 21,0mm/h e uma área de contribuição de 142m<sup>2</sup>, que corresponde a metade da área do estacionamento.

Foi calculada a vazão na calha para o caso de impermeabilização futura do pavimento, que aumente seu coeficiente de escoamento para 0,8. O valor da vazão a ser transportada na calha seria de 0,66l/s.

Através da equação de Manning (Azevedo Netto *et al.*, 1998), calculou-se que a calha de PVC de diâmetro 125mm suporta uma vazão de até 5 l/s, com uma declividade de 1% no terreno.

### 3.5.3. Dimensionamento dos drenos extravasores

Os drenos extravasores foram projetados para recolher o excesso de água precipitada sobre o pavimento, no caso de se esgotar a capacidade do reservatório, durante tormentas mais severas.

Considerou-se então a hipótese extrema de o extravasor drenar toda a água da chuva de intensidade e duração de projeto, subtraindo-se a fração que escoaria superficialmente, segundo um coeficiente de escoamento de 0,1, ou seja, o dreno teria que coletar 90% do escoamento gerado pela chuva.

Tem-se então a vazão a ser transportada pelos drenos na Equação 3.5, onde se chegou ao valor de 6,9 l/s:

$$Q = C \cdot i \cdot A = 2,78 \cdot 10^{-4} \cdot 0,9 \cdot 194,8 \cdot 142 = 6,91 / s \quad \text{Equação 3.5}$$

Calculou-se então ser necessária a instalação de 3 drenos de diâmetro 100mm para transportar a vazão acima. A distribuição dos drenos no pavimento pode ser vista na Figura 3.17.

### 3.6. A Implantação do Dispositivo Experimental

O pavimento propriamente dito foi executado pela equipe da SMOV, da Prefeitura de Porto Alegre. O aparato experimental necessário ao monitoramento do pavimento foi executado por equipe contratada pelo projeto, tratando-se de um processo mais demorado, devido às restrições de pessoal e à espera por equipamentos encomendados.

#### 3.6.1. O pavimento propriamente dito

A construção do pavimento iniciou-se no dia 22 de abril de 2003, com a retirada do material pré-existente, que foram os blocos de granito utilizados como revestimento do estacionamento (ver Figura 3.28). A retirada foi executada com retro-escavadeira, e o material foi transportado por caminhões, e levado à área de descarte próxima. Foi necessário um dia de trabalho para a completa remoção do material.



Figura 3.28. Revestimento anterior do pavimento com blocos de granito.

Dando continuidade à execução do pavimento, foi feita a escavação que acomodaria o reservatório de britas e o revestimento (ver Figura 3.29). A abertura feita abrangia toda a área do pavimento, e possuía uma profundidade de 39cm no lado dos blocos vazados e de 33cm no lado do asfalto poroso (ver Figura 3.2 com perfil), totalizando 100m<sup>3</sup> de escavação.

A diferença de altura foi devido à desigualdade entre as espessuras dos revestimentos utilizados. Durante a escavação, ocorreu o rompimento de uma canalização que atravessava a área do reservatório, e que foi desviada para evitar novos rompimentos. Foram escavadas duas valas, sendo uma em cada lado do pavimento, para permitir a passagem dos tubos de coleta dos escoamentos, e posterior construção das caixas de coleta, descritas no item 3.4.4. Essa etapa da construção teve duração de 9 dias úteis, sendo finalizada no dia 03 de maio de 2003.



Figura 3.29. Escavação da camada reservatório com retro-escavadeira.

A etapa seguinte foi a execução do septo enterrado de concreto, que individualiza os reservatórios das duas partes do pavimento (asfalto poroso e blocos vazados). O septo foi feito com a sobreposição de blocos de concreto pré-moldado, unidos com argamassa (ver Figura 3.30). Os blocos possuem dimensões de 1 m x 30 cm x 15 cm. Os mesmos blocos foram utilizados para construir uma parede de proteção contornando o reservatório na vizinhança com a área gramada e o estacionamento, para evitar o desabamento do solo vizinho e facilitar o trânsito do maquinário. Esta etapa teve início apenas após o término dos ensaios de caracterização do solo e da instalação das guias de ondas para TDR. Dessa forma, a etapa foi realizada no dia 06 de junho de 2003, exigindo um dia de trabalho.



Figura 3.30. Septo enterrado para separação dos reservatórios.

No dia 10 de junho de 2003, foi iniciado o assentamento da camada de brita. O solo subjacente foi revestido com uma camada de filtro geotêxtil, o qual foi assentado de acordo com as recomendações do fabricante. As faixas de filtro foram dispostas no sentido longitudinal, e entre as mesmas foi reservada uma sobreposição de 50 centímetros (ver Figura 3.31).



Figura 3.31. Assentamento do filtro geotêxtil.

À medida que foi assentado o filtro geotêxtil, a brita foi disposta sobre o mesmo com o uso de retro-escavadeira, tomando-se o cuidado de evitar o deslocamento do filtro pelo vento ou pelo movimento da brita (ver Figura 3.32). Paralelamente com o assentamento da brita, foram dispostos nos seus devidos locais, os coletores de qualidade de água citados no item 3.4.4.



Figura 3.32. Assentamento da camada de brita.

Finalizado o assentamento da camada de brita, a mesma foi compactada com o uso de um rolo compactador liso, com vibração. A compactação teve a finalidade de evitar grandes deformações da camada quando submetida ao tráfego. A etapa de assentamento da camada de brita foi finalizada no dia 23 de junho de 2003.

A camada de brita foi coberta com o filtro geotêxtil, seguindo-se os mesmos procedimentos de aplicação utilizados na camada inferior. Em cima da camada de geotêxtil, foram assentados o asfalto pré-misturado a frio de um lado do reservatório e os blocos vazados no outro lado.

Os blocos vazados foram assentados sobre uma camada de areia grossa de 5 cm de altura. Foi utilizado o intertravamento como mostra a Figura 3.33. As aberturas dos blocos foram preenchidas com areia grossa e tufos de grama. Uma vez assentados os blocos, antes da colocação da grama, os mesmos foram nivelados com um compactador vibratório. Esta etapa foi executada no período de 25 de junho a 02 de julho de 2003, pela empresa ENCOSAN – Engenharia, Construções e Saneamento LTDA, a qual é terceirizada pela prefeitura.

Os tufos de grama foram plantados juntamente com terra adubada, tomando-se o cuidado de manter a raiz abaixo da superfície do bloco, para protegê-la do esmagamento pelos pneus dos automóveis (ver Figura 3.33). O plantio da grama foi realizado apenas após o término da construção do pavimento, e foi executado pela Floricultura Village nos dias 24 e 25 de julho de 2003.



Figura 3.33. Nivelamento dos blocos intertravados, e colocação de tufos de grama nas aberturas dos blocos.

A camada asfáltica foi assentada por faixas levadas por retro-escavadeira, as quais eram espalhadas pelos operadores com o uso de equipamentos manuais. Estando espalhado, o asfalto era uniformizado com o uso de rolo compactador de aço liso. Não foi utilizado o rolo de pneus, pois se objetivava manter a porosidade do revestimento. Na Figura 3.34 observa-se

o assentamento da camada asfáltica, o qual foi realizado no período de 09 a 11 de julho de 2003.



Figura 3.34. Assentamento do revestimento asfáltico.

Com o fim do assentamento da camada de revestimento, o pavimento ficou isolado do tráfego por três semanas, para permitir a cura da camada asfáltica, além da delimitação das vagas com tinta amarela para quadras, a execução da rampa de acesso e o plantio dos tufo de grama. O tráfego foi liberado no dia 07 de agosto de 2003.

Dessa forma, tem-se um tempo total de execução do pavimento de três meses e meio (de 22 de abril a 07 de agosto de 2003), desde o início da remoção do material até a liberação do tráfego. Deve-se observar que esse tempo de execução foi significativamente superior ao que se levaria na construção do pavimento caso não houvesse a necessidade de instalação dos dispositivos de monitoramento e dos ensaios de caracterização do solo.

Na Tabela 3.13 verifica-se um resumo com as etapas de construção do pavimento, relacionadas com suas respectivas datas de execução. Observa-se na tabela que a obra do pavimento em si ficou paralisada no período de 06 de maio a 10 de junho devido à realização dos ensaios de caracterização do solo e à instalação dos medidores de umidade do solo. Pode-se verificar também que a etapa de assentamento da camada de brita, apesar de ser uma tarefa simples e rápida, teve duração de 09 dias úteis. Atribui-se essa demora à instalação dos coletores para análise qualitativa e dos drenos extravasores e de fundo.

Tabela 3.13. Cronograma de execução da obra de instalação do pavimento permeável juntamente com os dispositivos de monitoramento.

<b>Data</b>	<b>Etapa</b>
24/02/2003	Sondagem para caracterização do material da sub-base;
13/03/2003	Ensaio com duplo anel para determinação da Taxa de Infiltração do solo;
18/04/2003	Levantamento topográfico;
22/04/2003 a 02/05/2003	Remoção do material pré-existente e escavação do reservatório;
08/05/2003	Ensaio de solos: taxa de infiltração; condutividade hidráulica horizontal; Coleta de amostras indeformadas para o traçado da curva de retenção do solo;
21/05/2003	Ensaio para determinação da taxa de infiltração com piezômetro auto-obturador;
22/05/2003	Instalação das guias de ondas para o TDR;
06/06/2003	Assentamento do septo divisor dos reservatórios;
09/06/2003	Assentamento dos coletores de água para análise qualitativa inferiores;
10/06/2003	Assentamento do Geotêxtil abaixo da camada de brita;
11 a 14/06/2003	Assentamento da camada de brita e dos drenos de fundo;
19/06/2003	Assento dos coletores de água para análise qualitativa superiores;
20/06/2003	Assentamento dos drenos extravasores;
23/06/2003	Compactação da camada de brita com rolo de aço;
23/06/2003	Assentamento do Geotêxtil abaixo dos blocos vazados intertravados;
25/06/2003	Início do assentamento dos blocos vazados intertravados;
02/07/2003	Assentamento do paralelepípedo adjacente ao estacionamento;
09 a 11/07/2003	Assentamento da camada asfáltica;
24 e 25/07/2003	Plantio dos tufo de grama nos vazios dos blocos;
30/07/2003	Execução da rampa de acesso ao estacionamento;
07/08/2003	Liberação do tráfego no estacionamento;
18 a 29/08/2003	Instalação das calhas coletoras do escoamento superficial;
15 a 26/09/2003	Execução das caixas coletoras dos escoamentos provenientes do estacionamento;
15/12/2003	Instalação da estação meteorológica;
03/10/2003	Instalação dos poços de observação
19/02/2004	Instalação do vertedor
	Instalação dos sensores de pressão;
16 a 20/02/2004	Rebaixamento da superfície gramada



### 3.6.2. Aparato experimental

A instalação dos dispositivos de monitoramento foi feita, em parte, paralelamente com a construção do pavimento em si. Alguns dos dispositivos, porém, só puderam ser selecionados e instalados após o término da construção do pavimento. Devido a isso, houve uma demora na instalação dos equipamentos finais, de forma que o pavimento só ficou pronto para o monitoramento em meados de fevereiro de 2004.

#### Instalação das guias de ondas (TDR)

Onze guias de ondas para determinação da umidade com TDR foram instaladas logo após o término da escavação do reservatório. Elas foram cravadas no solo na posição vertical a uma profundidade de 10cm abaixo da superfície, por puncionamento. Para proteger o cabo transmissor de dados, o mesmo foi instalado em um eletroduto de 1 polegada, e a extremidade do cabo, a qual contém o conector para o TDR, foi envolvida por uma caixa de plástico rígido fechada, que a protege das intempéries e outras ações externas (ver Figura 3.35).



Figura 3.35. Instalação das guias de ondas para TDR e, no detalhe, o protetor do conector já instalado.

### **Instalação dos drenos de fundo e extravasores**

Após o preenchimento do reservatório pela brita, foram dispostos os drenos de fundo e depois os drenos extravasores.

O assentamento dos drenos de fundo exigiu a remoção do material no local destinado ao dreno, para seguida instalação dos mesmos. Para evitar o entupimento dos orifícios, os tubos foram envoltos por filtro geotêxtil. A saída dos drenos foi instalada nas valas laterais citadas no item anterior (ver Figura 3.36). A partir da saída do dreno do pavimento, foi instalada uma redução para 75mm, e ligado um tubo de PVC normal (estanque), provido de registro. O tubo liga o dreno com sua respectiva caixa de coleta, descrita no item 3.4.4.

Os drenos extravasores foram instalados em seguida à instalação dos drenos de fundo (ver Figura 3.36). Eles foram posicionados conforme a Figura 3.17, no topo da camada de brita. No momento da instalação foi tomado o cuidado de não danificar os tubos com a passagem de máquinas. A saída dos mesmos foi ligada a um redutor e a um tubo de PVC normal, sendo ligada à caixa de coleta, a qual possui um registro na saída para o monitoramento do volume para lá escoado.



Figura 3.36. Assentamento dos drenos de fundo (a) e dos drenos extravasores (b).

### **Assentamento dos amostradores de água.**

Foram instalados seis amostradores de água no pavimento, sendo três em cada lado do mesmo (conforme descrição do item 3.4.4). A instalação dos amostradores inferiores foi feita depois da escavação, e antes da colocação do geotêxtil. Os amostradores foram preenchidos com a mesma brita utilizada no reservatório, a qual foi lavada para a retirada do excesso de finos. O local de instalação foi escavado na profundidade necessária para a

imersão do amostrador, inclusive dos tubos de coleta. Foi derramada água nos amostradores, para testar a declividade dos tubos (ver Figura 3.37).

A instalação dos amostradores superiores foi feita depois do assentamento da brita. Foi removido o material no local onde os mesmos seriam instalados, e estes foram dispostos nos locais devidos. Foi conferida uma declividade ao tubo de coleta, para possibilitar o recolhimento do material por gravidade. Após a aplicação do filtro geotêxtil, foi retirado o material acima do amostrador, e foi colocada uma manta de lã de vidro (material quimicamente inerte), para evitar a entrada de material do revestimento nos coletores (ver detalhe na Figura 3.37).



Figura 3.37. Assentamento de coletor de água para análise qualitativa, e a cobertura com lã-de-vidro no detalhe.

Para possibilitar o acesso à extremidade dos tubos de coleta das amostras de água, foram construídas seis caixas em alvenaria (uma para cada coletor) ao lado do pavimento. As caixas possuem tampas corrediças de concreto e tamanho 80x80 cm, com profundidade aproximada de 1m.

### **Instalação dos poços de observação para medição da altura de água no reservatório**

Após a completa execução da estrutura do pavimento, foram perfurados seis poços de observação na área de estudo, sendo três em cada lado do pavimento. Foram colocados tubos de PVC de diâmetro 75mm, perfurados ao longo do comprimento para permitir a entrada da água do reservatório. Os tubos foram instalados através da escavação e remoção do material existente, até o fundo da camada reservatório. Para fazer a conexão do poço com o

local de instalação do *data logger* e permitir a medição e armazenamento de dados, foram instalados eletrodutos de 1 polegada ligando os dois pontos.

### **Instalação dos sensores de pressão**

Os sensores de pressão foram instalados após a completa execução dos demais dispositivos que utilizariam este equipamento. Por possuírem um tubo de ventilação que não pode ser obstruído nem dobrado, os cabos dos sensores exigiram cuidados em sua instalação. Os mesmos foram protegidos por eletrodutos rígidos nos locais onde esses ficariam expostos ao tempo.

Para garantir o posicionamento dos sensores na altura ideal para a coleta dos dados, cada um deles foi fixo a uma haste em PVC com a mesma altura do poço de observação correspondente, e posicionado na altura desejada (ver Figura 3.38).

Para coletar e armazenar os dados dos sensores, foram instalados dois registradores automáticos (*data loggers*), sendo um em cada lado do pavimento, ligados cada um a quatro sensores. A organização dos mesmos pode ser vista na Figura 3.18. Os sensores e os registradores foram ainda ligados a uma fonte de alimentação contínua (*no-break*), para evitar a interrupção da medição no caso de queda de energia durante eventos chuvosos.

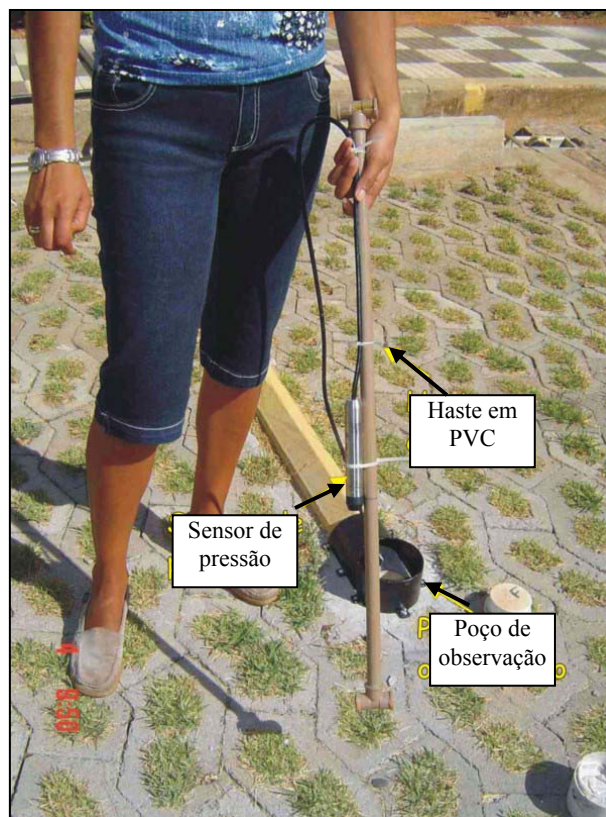


Figura 3.38. Instalação dos sensores de nível do pavimento.

### 3.7. Metodologia de análise do desempenho hidráulico

A análise do desempenho do pavimento permeável do ponto de vista hidráulico é feita com base nos dados quantitativos dos fenômenos envolvidos no balanço hídrico, os quais são coletados pelos dispositivos de monitoramento. Conforme descrito no item 3.3, tais fenômenos são: precipitação, interceptação, escoamento superficial, infiltração/percolação e evaporação.

Os fenômenos envolvidos no balanço hídrico dividem-se em variáveis de entrada, variáveis de saída e armazenamento no volume de controle. No presente estudo, considerou-se que o volume de controle é formado pelo pavimento permeável, o qual é constituído da camada reservatório e do revestimento. Na verdade, são estudados dois volumes de controle independentes, formados pelos pavimentos com os revestimentos distintos (asfalto poroso e blocos vazados). Dessa forma, tem-se a Equação 3.6 que representa o balanço hídrico:

$$Q_e(t) = Q_s(t) + S(t) \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde:

$Q_e(t)$  é a entrada no volume de controle;

$Q_s(t)$  é a saída do volume de controle;

$S(t)$  é o armazenamento.

Para a análise do desempenho hidráulico do dispositivo, os dados são divididos, conforme sua natureza, se variável de entrada, de saída ou armazenamento. Observa-se que, como o volume de controle foi definido como sendo o reservatório e o revestimento, a parcela do escoamento superficial não entra no volume de controle. Ela é considerada apenas na determinação do volume de entrada, o qual é formado pela precipitação subtraída do escoamento superficial.

#### 3.7.1. Variável de entrada

Como o pavimento foi isolado de contribuições de escoamento superficial, a variável de entrada a ser considerada é a precipitação direta sobre o pavimento, subtraída a parcela escoada superficialmente, a qual é recolhida pelas calhas laterais.

Através dos dados fornecidos pelos pluviógrafos, são traçados os hietogramas das chuvas e calculados os valores das variáveis que caracterizam os eventos, que são: volume

total precipitado, duração da chuva e intensidade média. Com isso, é determinado o tempo de retorno do evento, que será utilizado na análise do desempenho do pavimento.

Pelo total precipitado sobre o pavimento, determina-se o volume total incidente sobre a área, e subtrai-se o volume de escoamento superficial, cujos valores são medidos através da calha coletora. O volume de entrada é então dado pela Equação 3.7:

$$Q_e(t) = P(t) \cdot A - Q_{\text{sup}} \quad \text{Equação 3.7}$$

Onde:

$P(t)$  é a precipitação;

$A$  é a área superficial do pavimento analisado;

$Q_{\text{sup}}$  é o volume escoado superficialmente pelas calhas.

Verifica-se que no cálculo do volume de escoamento superficial, deve-se subtrair o volume precipitado diretamente sobre a calha e sobre o septo enterrado que se localiza entre o pavimento e a calha (ver Figura 3.4).

Caso houvesse contribuição de escoamento superficial proveniente de outras áreas, a variável  $A$  seria a soma das áreas contribuintes, inclusive a área do pavimento.

### 3.7.2. Armazenamento

O armazenamento no volume de controle é determinado através dos registros de altura de nível d'água no reservatório antes, durante e após os eventos de precipitação. Observa-se aqui que o revestimento do pavimento pode também funcionar como reservatório, caso o nível d'água atinja a altura do mesmo. A partir do momento em que o nível d'água ultrapasse o nível do revestimento, o excedente precipitado é tido como escoamento superficial, e portanto não entra no volume de controle.

Conta-se com seis poços de observação em todo o pavimento, todos equipados com sensores de pressão, sendo três situados no reservatório com revestimento asfáltico, e os outros três no reservatório revestido com blocos vazados. Assim, dispõe-se de dados de nível do reservatório em três pontos, de forma que se pode detectar qualquer desnível da linha d'água que venha a ser provocado por entupimento do reservatório ou outro fator, que possa comprometer a capacidade de armazenamento do reservatório.

Por razões práticas, os sensores foram todos instalados em um mesmo nível horizontal, sendo esse nível alinhado com o ponto mais baixo do reservatório, mostrado na Figura 3.39.

Dessa forma, o armazenamento no reservatório em um instante qualquer é calculado para um dos poços de observação, servindo os demais como verificação da linha d'água. O valor do armazenamento no instante  $t$  é dado pela Equação 3.8 e pela Equação 3.9:

Se  $h_i(t) < I.L = 177,4\text{mm}$ :

$$S(t) = (h_i(t) \cdot 0,001)^2 \cdot \frac{B}{2I} \quad \text{Equação 3.8}$$

Se  $h_i(t) > I.L = 177,4\text{mm}$ :

$$S(t) = \frac{(2 \cdot h_i(t) - I \cdot L)}{2} \cdot L \cdot B \quad \text{Equação 3.9}$$

Onde:

$h_i(t)$  é a leitura fornecida pelo sensor  $i$  no instante  $t$ ;

$I$  é a declividade do terreno;

$L$  é o comprimento do reservatório na direção da declividade do terreno;

$B$  é o lado menor do reservatório

Na Figura 3.39 pode-se observar um desenho esquemático fora de escala do corte longitudinal do pavimento com a localização das grandezas envolvidas nas equações acima.

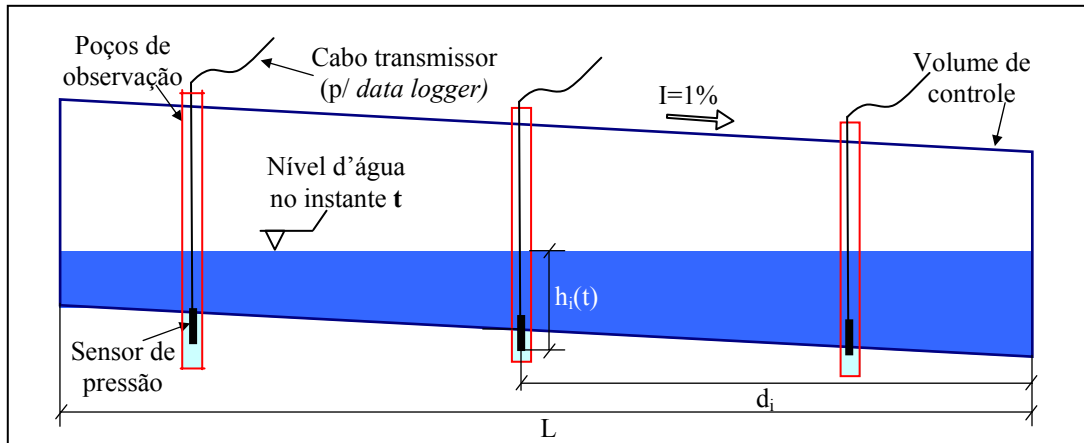


Figura 3.39. Corte longitudinal fora de escala do pavimento com indicação das grandezas que determinam o armazenamento no reservatório.

### 3.7.3. Variáveis de saída

#### **Evaporação**

A evaporação da água no reservatório seria considerada apenas no caso de ser verificada relação entre o armazenamento no reservatório e as grandezas envolvidas na evaporação, tais como temperatura, umidade do ar, insolação, velocidade do vento etc.

## Infiltração

A infiltração do solo é a variável do balanço hídrico que não pode ser determinada pelos aparelhos de medição utilizados. Seu valor é portanto determinado com base no balanço hídrico do volume de controle, ou seja, utilizando-se a equação da continuidade na forma diferencial (Equação 3.10):

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = Q_e - Q_s \quad \text{Equação 3.10}$$

Onde:

- $\Delta S$  é a variação do armazenamento d'água no reservatório no tempo  $\Delta t$ ;
- $Q_e$  é a vazão de entrada no volume de controle, dada pela precipitação menos o escoamento superficial;
- $Q_s$  é a vazão de saída do volume de controle, que é a soma da infiltração para o solo com a evaporação (caso fosse considerada).

Para fins de análise, a infiltração foi dividida em duas fases: (i) durante a precipitação e (ii) nos intervalos de estiagem e após o término da chuva.

(i) Análise da infiltração durante a precipitação:

Como se pode observar na Figura 3.39, o pavimento possui uma declividade de 1% no fundo do reservatório. Nos intervalos de tempo em que estava ocorrendo a precipitação, considerou-se que todo o solo subjacente ao reservatório contribuía para a infiltração. Dessa forma, a infiltração acumulada ( $Inf$ ), para um determinado intervalo de tempo, é calculada pela Equação 3.11:

$$Inf = \frac{P - \Delta S}{A_{total}} \quad \text{Equação 3.11}$$

Onde:

$P$  é a precipitação acumulada

$\Delta S$  é a variação no armazenamento

$A_{total}$  é a área superficial do pavimento

A taxa de infiltração é então determinada pela declividade da reta que melhor se aproxima do gráfico da infiltração acumulada.



(ii) Análise da infiltração nos intervalos de estiagem e após o término da chuva:

Na Figura 3.40 pode-se observar um corte longitudinal do pavimento, durante os períodos sem precipitação, em que há acúmulo d'água no reservatório.

Ao término da precipitação, considera-se que apenas a área do pavimento onde se localiza o acúmulo d'água, contribui para a infiltração no solo. Dessa forma, no balanço hídrico, a infiltração acumulada é dada pela variação do armazenamento, dividida pela área de acumulação d'água do pavimento, conforme indica a Equação 3.12.

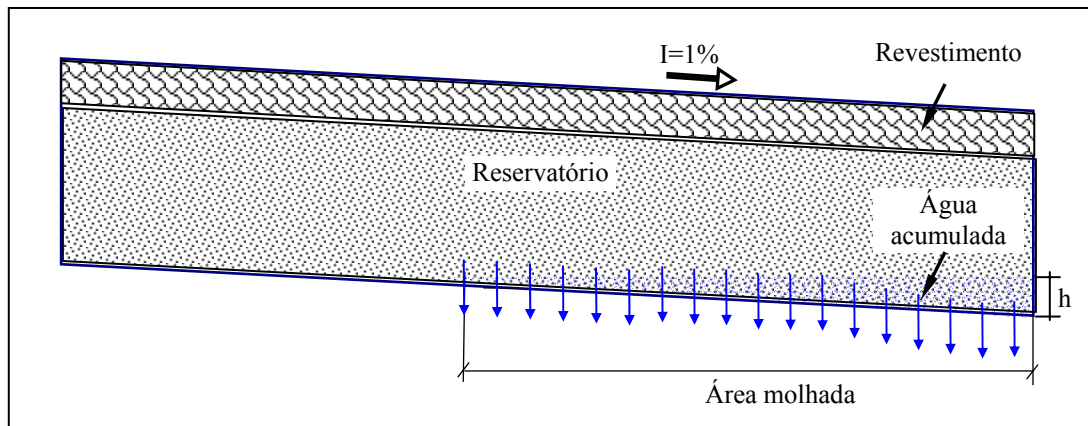


Figura 3.40. Esquema do pavimento ao término da precipitação.

$$Inf = \frac{\Delta S}{A_{molh}} \quad \text{Equação 3.12}$$

onde:

$P$  é a precipitação acumulada

$\Delta S$  é a variação no armazenamento

$Inf$  é a infiltração acumulada

$A_{molh}$  é a área de acumulação d'água do pavimento, ou área molhada.

É traçado então o gráfico da infiltração acumulada para cada um dos trechos de esvaziamento dos eventos. A taxa de infiltração média é dada pela inclinação da reta que mais se aproxima com o gráfico do esvaziamento.

## **4. RESULTADOS E DISCUSSÃO**

De acordo com os objetivos do presente trabalho, foi analisada a adequação do processo de implantação e dos materiais empregados, verificando-se a influência dos mesmos no desempenho hidráulico do dispositivo. A avaliação do dimensionamento hidráulico do reservatório foi feita com base no monitoramento hidráulico-hidrológico, onde a adequação da metodologia de construção do experimento ficou evidenciada pelo comportamento do mesmo durante os eventos chuvosos.

Em uma segunda etapa, o pavimento permeável foi avaliado do ponto de vista do funcionamento hidráulico, manipulando-se e analisando-se os dados coletados pelos dispositivos de monitoramento. Os dois pavimentos foram avaliados de forma independente, sendo observada a ocorrência ou não de diferenças significativas no comportamento das duas estruturas.

Foi acompanhado o comportamento dos pavimentos permeáveis, durante o período de monitoramento, também do ponto de vista da integridade física dos mesmos. Sendo o revestimento a camada mais suscetível à colmatação pelos resíduos sólidos, foi analisada a necessidade de limpeza do pavimento para evitar a futura obstrução dos poros.

Foi feito ainda um paralelo entre os custos de implantação do pavimento permeável, utilizando os dois revestimentos diferentes, e a implantação de um pavimento comum, com drenagem convencional.

### **4.1. Análise do processo de implantação do pavimento, adequação dos materiais empregados e avaliação da estrutura física**

Durante o processo de implantação do pavimento permeável, foi analisada a adequação do processo de construção do dispositivo, assim como do material empregado. Além disso, foi feita uma avaliação da estrutura física, para detectar sinais de degradação ou outros que pudessem comprometer o desempenho do pavimento permeável.

#### 4.1.1. Processo de implantação dos pavimentos

De modo geral, não houve grandes dificuldades ou complicações técnicas na execução do pavimento propriamente dito, uma vez que os trabalhos a serem executados em um pavimento permeável são semelhantes aos rotineiros de uma equipe de trabalho de pavimentação.

A seguir são apresentadas algumas considerações acerca da implantação do pavimento permeável, objeto de estudo do presente trabalho:

- Da caracterização do solo subjacente (descrita no item 3.2), percebeu-se que o mesmo possui boas características do ponto de vista mecânico, como um elevado Índice de Suporte Califórnia. Já do ponto de vista hidráulico, o solo se revelou excessivamente argiloso, com baixas taxas de infiltração, o que dificultaria a saída da água do reservatório por infiltração. Porém, a opção por se implantar o pavimento em um solo dessa natureza se deve à grande predominância desse tipo de solo na região; assim, o trabalho servirá de parâmetro para a previsão do comportamento do pavimento, se implantado em outras áreas da cidade. Além disso, Souza (2002) em seu trabalho com trincheiras de infiltração, realizado em local próximo do presente estudo, verificou que as taxas de infiltração efetivamente observadas durante os eventos chuvosos, superaram aquelas medidas nos ensaios de infiltração. O autor atribui essa diferença, entre outros fatores, à formação de caminhos preferenciais no solo com o decorrer do tempo.
- Conforme foi verificado ainda nos estudos preliminares (item 3.2), a existência de uma área gramada com pequenas árvores, adjacente ao local do pavimento, acarretou um acúmulo de folhas na superfície do pavimento e principalmente nas calhas coletoras do escoamento superficial. Ocorria ainda um agravamento da situação com a ocorrência da chuva. Esse acúmulo passou a exigir uma contínua limpeza das calhas para evitar interferência nas medições. Na Figura 4.1, pode-se observar o acúmulo de folhas nas calhas coletoras. Para reduzir esse acúmulo de sedimentos e assim evitar uma possível obstrução das calhas ou a colmatação precoce do revestimento, foi feito um rebaixamento do solo adjacente ao pavimento, com mudança da declividade em direção aos drenos próximos ao local. Essa medida reduziu o carreamento de folhas da área gramadas para o pavimento e para as calhas coletoras.



Figura 4.1. Acúmulo de folha nas calhas coletoras do escoamento superficial.

- Em face da não obtenção dos projetos hidráulicos originais do local, com localização de tubos de água, esgoto ou drenagem, apenas os tubos visualmente identificáveis ou aqueles que eram do conhecimento dos funcionários locais foram detectados. Devido a isso, ocorreu a ruptura de um tubo d'água durante as escavações, o que levou à paralisação das obras por algumas horas. Tal episódio poderia ter sido evitado caso tivesse sido possível a localização de todos os tubos previamente ao início das construções.
- Por se tratar de um pavimento permeável com superfície porosa, a execução do dispositivo exigiu um cuidado especial no que se refere ao controle de sedimentos, principalmente após o assentamento do revestimento. Em uma das instalações, ocorreu o depósito de solo diretamente sobre o revestimento com os blocos vazados. Isso acarretou um acúmulo de material argiloso em algumas áreas, exigindo a remoção do material e replantio da grama no local (ver Figura 4.2).
- Alguns dos dispositivos de monitoramento foram instalados paralelamente com a construção do pavimento. Isso tornou a execução do pavimento mais complexa que a de um pavimento permeável comum. Além disso, a interrupção da construção do pavimento para a realização de ensaios de solo e instalação dos sensores de umidade retardou ainda mais o final da obra do pavimento em si, fazendo com que a mesma tivesse uma duração de três meses e meio.



Figura 4.2. Acúmulo de sedimentos nos blocos devido a obra próxima.

#### 4.1.2. Adequação dos materiais e avaliação física

A seguir são relacionados os materiais empregados na construção do pavimento, com a análise da adequação desses materiais aos objetivos do projeto, em conjunto com uma avaliação da estrutura física ao longo do período de funcionamento do pavimento.

- No reservatório de britas, poderia ter sido utilizado um material de granulometria maior e com menor volume de finos, de modo a diminuir a profundidade necessária do reservatório e reduzir os riscos de colmatção do filtro geotêxtil e do solo subjacentes. Devido à acomodação da brita com a passagem dos carros, observou-se a formação de depressões no pavimento, no lado do revestimento asfáltico. Por terem dimensões pequenas, essas depressões não vieram a dificultar o tráfego no pavimento, porém, elas favoreceram o acúmulo de sedimentos nessas partes do revestimento, contribuindo para a colmatção do mesmo. As depressões podem ser observadas na Figura 4.3, e o acúmulo d'água na área colmatada, no detalhe da mesma figura.



Figura 4.3. Depressões no revestimento asfáltico.

- O pavimento asfáltico poroso tem se mostrado um material adequado para o uso como revestimento permeável, por não ter apresentado grandes problemas de colmatagem, nem ter sido detectada a formação de fissuras ou deterioração da camada. O PMF é correntemente utilizado pela Prefeitura de Porto Alegre na execução de reparos nas vias urbanas, não sendo, portanto, correntemente aplicado em grandes áreas. O PMF se caracteriza por ser um material de baixa trabalhabilidade, exigindo um esforço maior dos operários durante o assentamento, com relação ao CBUQ.
- A execução do revestimento com blocos vazados foi bastante simples e rápida, não requerendo cuidados adicionais àqueles tomados na execução de blocos intertravados comuns. Apenas o plantio dos tufos de grama nos orifícios dos blocos exigiu a contratação de empresa especializada em jardinagem. No início do assentamento dos blocos pela equipe da SMOV, por falta de experiência com blocos intertravados, os mesmos foram inicialmente assentados de forma inadequada. Ao assumir o assentamento dos blocos, a equipe da ENCOSAN, empresa terceirizada pela prefeitura para assentamento de blocos e paralelepípedos, removeu os blocos assentados e iniciou o assentamento da maneira correta. Na Figura 4.4a, pode ser vista a forma correta de assentamento dos blocos, e na Figura 4.4b, a forma como foram assentados inicialmente. Até o presente momento, não foram verificados deslocamentos, rachaduras ou sinais de colmatagem nos blocos vazados. Os tufos de grama não foram destruídos pelos pneus dos carros, devido ao cuidado tomado no plantio, de proteger a raiz abaixo do nível do bloco, e não rente ao mesmo.

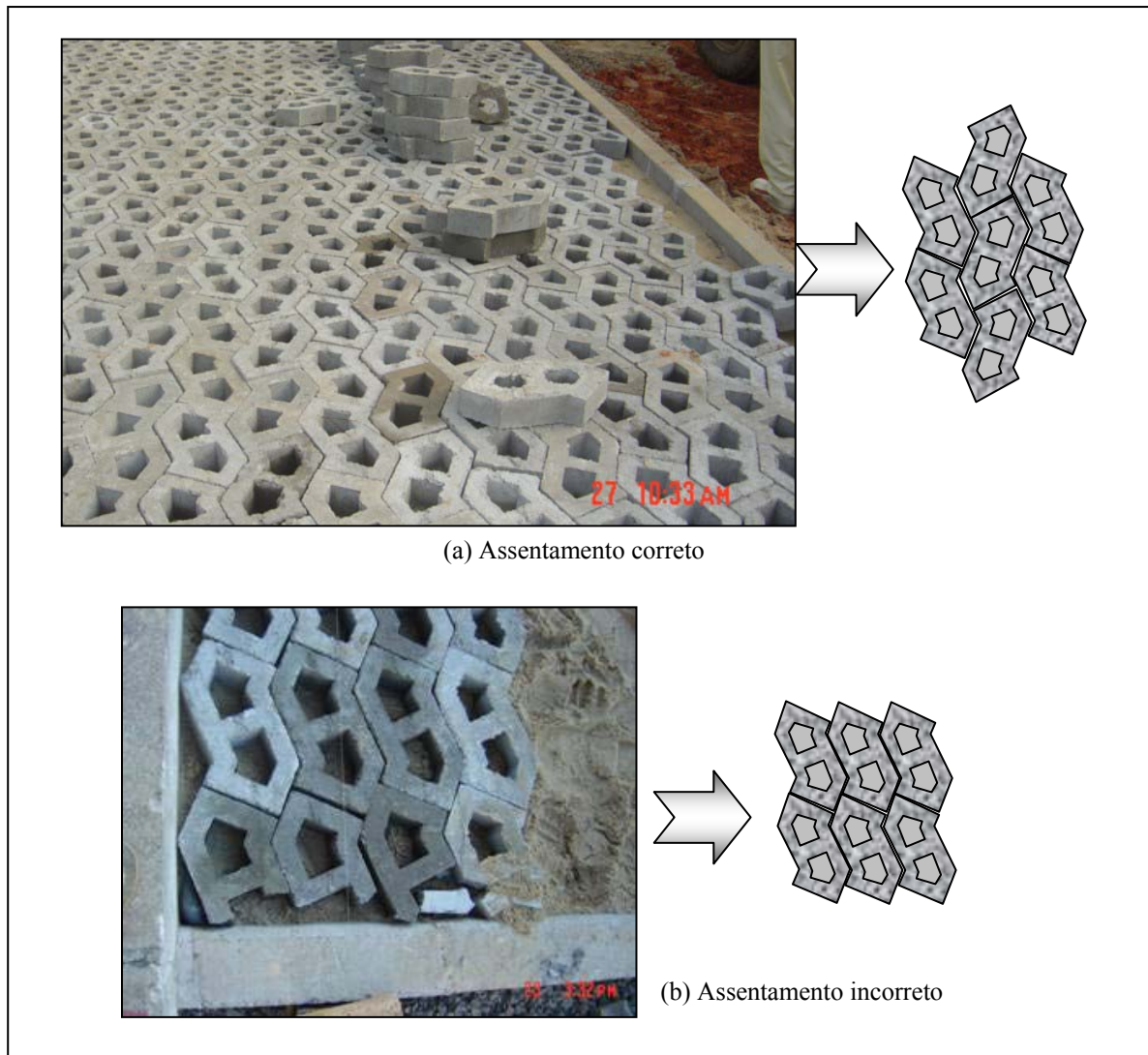


Figura 4.4. Assentamento correto (a) e incorreto (b) dos blocos vazados.

- A adequação do emprego do filtro geotêxtil não foi analisada neste trabalho, pois exigiria um maior tempo de funcionamento do pavimento, e a coleta de uma amostra *in loco* através de ensaio destrutivo.
- A proximidade do pavimento com a área gramada vizinha ao local ocasiona o carreamento pelo vento de restos de grama provenientes da poda para a superfície do pavimento. Esse acúmulo de resíduos pode acelerar a colmatção do revestimento, e assim reduzir sua vida útil. Outra fonte de resíduos que são carreados para o pavimento são as folhas de árvores localizadas próximas ao estacionamento.
- Verifica-se também a existência de outros tipos de resíduos na superfície do pavimento, que são “comuns” em outros locais, mas que podem ser prejudiciais a um pavimento com revestimento poroso. Dentre eles, cita-se: pontas de cigarro, ossos (levado pelos cães), gomas de mascar, papel, fezes de animais etc. Na

Figura 4.5 pode-se ver o acúmulo de sujeiras no pavimento. Observa-se portanto a necessidade se promover de uma maior informação dos usuários do pavimento, acerca de sua suscetibilidade ao acúmulo de resíduos, de forma a se buscar a diminuição do depósito de sujeiras na área do pavimento.



Figura 4.5. Acúmulo de sujeira no pavimento.

Em decorrência do limitado tempo de análise disponível para o trabalho, as observações aqui relatadas não terão caráter definitivo, exigindo um acompanhamento extensivo do pavimento para serem verificados em pesquisas posteriores.

O comportamento do pavimento foi acompanhado durante alguns eventos chuvosos. Nessas ocasiões, foi possível verificar a eficiência na absorção da precipitação pelo revestimento poroso. Na Figura 4.6, pode-se observar ausência do acúmulo de água no revestimento durante a chuva. Ao fundo da figura 4.6b, observa-se a formação de poças no pavimento revestido com paralelepípedo, durante a chuva.



Figura 4.6. Comportamento do pavimento durante evento de precipitação.



## **4.2. Avaliação do desempenho hidráulico-hidrológico do dispositivo**

Para a avaliação do desempenho hidráulico do dispositivo, foram analisados os processos envolvidos no balanço hídrico do sistema, com base nos dados coletados pelos dispositivos de monitoramento.

O monitoramento completo do pavimento teve início no dia 3 de maio de 2004, sendo o primeiro evento monitorado no dia 4 de maio. O último evento significativo analisado, para esta dissertação, ocorreu no dia 11 de novembro de 2004, totalizando 6 meses de dados.

Com base nos dados coletados, a análise de cada evento foi dividida em:

1. Análise da precipitação, com avaliação das pancadas mais intensas, e classificação segundo o Tempo de Retorno do evento;
2. Avaliação do escoamento superficial nos dois tipos de revestimento, separadamente, com cálculo do coeficiente de escoamento;
3. Análise do armazenamento nos dois reservatórios, com estimativa da taxa de infiltração da água no solo.

Bertrand-Krajewski *et al.* (2000) definem como eventos chuvosos independentes aqueles cujos efeitos resultantes do primeiro cessaram antes do início do segundo. Dessa forma, um evento foi considerado independente de um anterior quando o reservatório ficou vazio durante um período de tempo grande o suficiente para que o dispositivo pudesse recuperar parte de suas condições de funcionamento. No presente trabalho, considerou-se eventos independentes quando o reservatório permaneceu vazio por um tempo superior a 12 horas.

#### 4.2.1. Formatação dos dados e seleção dos eventos

Para permitir a análise conjunta dos dados de precipitação, escoamento superficial, armazenamento e meteorológicos, os dados coletados nos *data loggers* são formatados e transferidos para uma planilha eletrônica do *software* Excel<sup>®</sup>.

Dispõe-se de dados de precipitação provenientes dos três pluviógrafos descritos no item 3.4.4. Esses dados foram comparados para se verificar a consistência dos dados. Por se tratar de um pluviógrafo novo, foi feita a confirmação da calibração do pluviógrafo PVG 1, que apresentou por vezes resultados um pouco diferente dos demais. Todos os arquivos são gravados no formato txt, e importados diretamente para a planilha eletrônica

Os dados de escoamento superficial e nível do reservatório são coletados através do *software* específico do *data logger*, chamado Field Chart<sup>®</sup>. O *software* permite a exportação dos dados diretamente para o Excel<sup>®</sup>, através da área de transferência (“copiar” e “colar”).

Os dados da estação meteorológica são acessados através do *software* GroWeather<sup>®</sup>, e são então exportados no formato .txt, para serem finalmente importados para o Excel.

Terminada a fase de formatação dos dados, é montada uma planilha-resumo dos eventos, que contém a precipitação total, o nível máximo armazenado em cada reservatório, e o tempo de armazenamento. Através dessa planilha, são escolhidos os eventos que serão efetivamente analisados.

A Tabela 4.1 a seguir contém informações dos eventos de precipitação que foram acompanhados durante a fase de monitoramento do trabalho.

Com base na Tabela 4.1 foram selecionados para análise os eventos que possuíam dados, e que apresentaram armazenamento d'água no reservatório por pelo menos 30 minutos. Como a análise das duas partes do pavimento foi feita de forma independente, a análise de uma das partes foi realizada, mesmo não havendo dados disponíveis para o outro. As linhas sombreadas na tabela indicam então os eventos que não foram analisados.

Dessa forma, ao longo de quatro meses de monitoramento, foram obtidos 22 eventos com dados, sendo esses os eventos cuja análise será descrita a seguir.

Tabela 4.1. Tabela resumo dos eventos monitorados.

i	Evento	Precip. PGV1 (mm)	Duração da chuva (h:min)	Lado A		Lado B	
				Nível máximo (mm)	Tempo armazen. (h:min)	Nível máximo (mm)	Tempo armazen. (h:min)
1	03/05/2004	2,3	03:12	SD	SD	-	-
2	04/05/2004	64,5	22:03	SD	SD	83	34:27
3	07/05/2004	32,3	65:24	SD	SD	104	35:27
4	12/05/2004	7,1	02:56	SD	SD	-	-
5	14/05/2004	22,6	28:26	39	0:50	30	21:03
6	23/05/2004	9,1	04:52	-	-	97	08:48
7	25/05/2004	23,4	05:52	SD	SD	111	17:31
8	03/06/2004	4,3	04:19	-	-	-	-
9	10/06/2004	80,1	13:55	106	13:08	105,1	27:58
10	24/06/2004	20,1	11:34	22	03:32	81	18:22
11	26/06/2004	5,3	12:18	-	-	-	-
12	01/07/2004	30,7	06:40	SD	SD	113,1	19:54
13	03/07/2004	24,4	01:20	SD	SD	89	15:27
14	07/07/2004	9,7	03:38	-	-	105	06:04
15	14/07/2004	35,6	26:07	41	27:58	117	40:30
16	30/07/2004	55,2	39:33	37	30:14	116	45:31
17	06/08/2004	23,6	18:14	29	08:41	112	24:37
18	17/08/2004	32,5	42:43	36	13:03	117	40:49
19	21/08/2004	16,8	05:07	SD	SD	SD	SD
20	02/09/2004	6,6	05:00	-	-	-	-
21	10/09/2004	46,2	27:11	48	21:46	132	38:13
22	20/09/2004	115,8	59:20	85	60:35	143	72:28
23	28/09/2004	20,8	5:22	46	05:56	133	18:09
24	13/10/2004	12,2	06:48	-	-	-	-
25	16/10/2004	37,1	12:00	63	10:13	146	18:10
26	18/10/2004	15,24	03:22	60	05:02	137	10:10
27	25/10/2004	11,7	06:24	-	-	-	-
28	03/11/2004	18,5	3:50	58	3:58	96	3:20
29	05/11/2004	17	10:35	46	05:35	100	11:16
30	10/11/2004	90,4	48:28	120	25:35	175	60:26
31	16/11/2004	4,8	12:28	-	-	-	-
32	24/11/2004	3,5	00:58	-	-	-	-
33	25/11/2004	4,1	12:55	-	-	-	-
34	06/12/2004	6,7	03:10	SD	SD	SD	SD
35	09/12/2004	3,6	12:17	-	-	-	-
36	19/12/2004	4,6	02:31	-	-	-	-
37	03/01/2005	5,6	10:43	-	-	-	-

Legenda: SD = sem dados; - = não houve armazenamento. Os eventos das linhas sombreadas não foram utilizados na análise.

#### 4.2.2. Análise de variáveis hidrológicas e hidráulicas

A seguir é descrito o comportamento das variáveis envolvidas no balanço hídrico do sistema, para os eventos selecionados na fase de formatação dos dados.

## Análise da precipitação

Para os eventos selecionados, foi determinada a precipitação total, tempo de duração, intensidade média e intensidade máxima das pancadas de 5, 10, 30, 60, 90, 120 e 180 minutos. Esses valores foram comparados com os previstos pela curva IDF calculada para Porto Alegre (Equação 4.1) por Bemfica *et al.* (2000) e que foi utilizada no método de dimensionamento proposto por Silveira (2003).

$$i_{\max} = \frac{1297,9 \cdot T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Na Figura 4.7 observa-se a distribuição dos principais eventos de precipitação analisados, com relação às curvas IDF para 1, 2, 5, 10 e 25 anos de tempo de retorno. Um dos eventos de precipitação analisados (3/7/2004) teve pancadas cujo tempo de retorno se aproximou dos 10 anos da chuva de projeto.

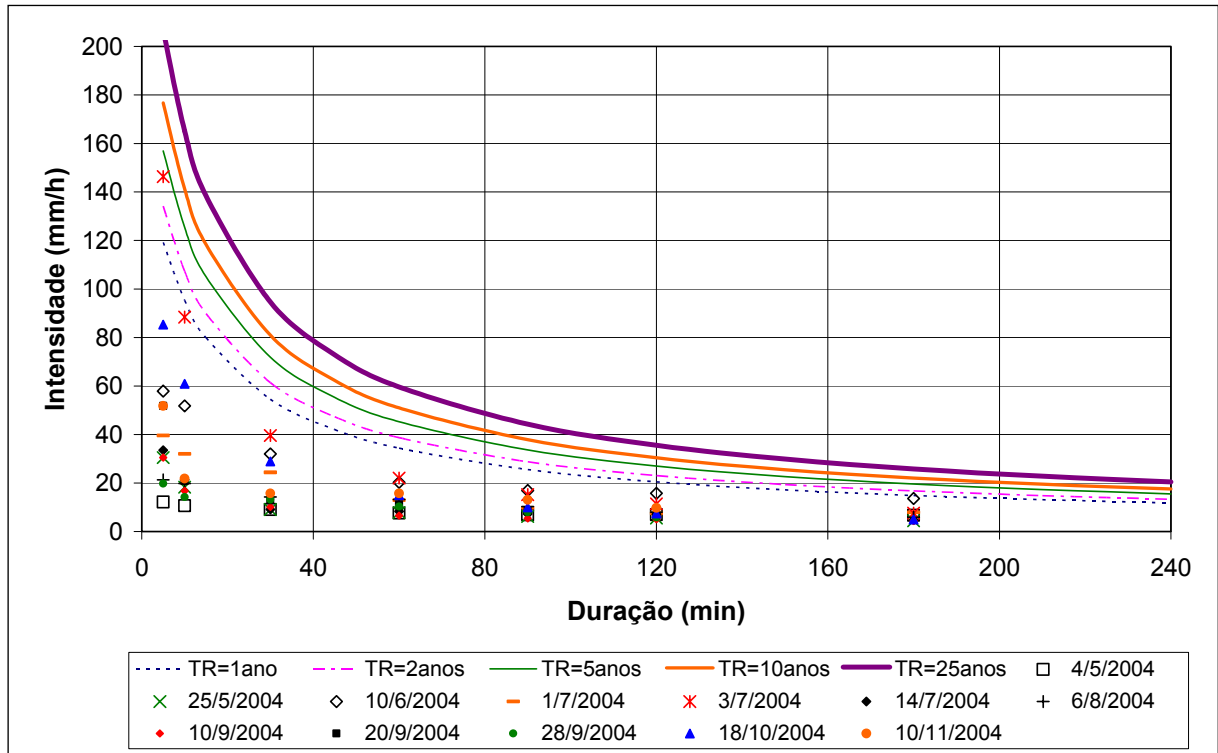


Figura 4.7. Distribuição das precipitações analisadas com relação à IDF de Bemfica *et al.* (2000).

Com base nos valores de precipitação dos pluviógrafos, é calculado o volume precipitado sobre o pavimento, que é considerado como sendo a multiplicação da altura de precipitação pela área do pavimento, já que o mesmo é isolado de contribuições laterais. A Tabela 4.2 apresenta um resumo dos eventos de precipitação que foram monitorados e analisados.

Observa-se pela Tabela 4.2 que o evento de 20/09/2004 ultrapassou os 10 anos da chuva de projeto, e teve uma duração de quase 60 horas. O evento de 10/06/2004 teve duração de quase 14 horas, e um tempo de retorno superior a 5 anos. Ressalta-se que o pavimento foi projetado para um tempo de retorno de 10 anos.

Tabela 4.2. Resumo dos eventos de precipitação analisados.

<b>Data</b>	<b>Precip. (mm)</b>	<b>Duração (h:m)</b>	<b>Intensidade méd. (mm/h)</b>	<b>T. Retorno méd. (anos)</b>	<b>Volume Precip. (m<sup>3</sup>)</b>
<b>04/05/2004</b>	62,5	22:03	2,8	0,94	8,24
<b>07/05/2004</b>	32,3	42:02	0,8	0,01	4,25
<b>14/05/2004</b>	22,6	28:26	0,8	0,00	2,98
<b>23/05/2004</b>	9,1	4:52	1,9	0,00	1,21
<b>25/05/2004</b>	23,4	5:52	4,0	0,01	3,08
<b>10/06/2004</b>	83,1	13:55	6,0	7,65	10,96
<b>24/06/2004</b>	20,1	11:34	1,7	0,00	2,65
<b>01/07/2004</b>	30,7	6:40	4,6	0,05	4,05
<b>03/07/2004</b>	24,4	6:39	3,7	0,01	3,22
<b>07/07/2004</b>	9,7	3:38	2,7	0,00	1,27
<b>14/07/2004</b>	35,6	26:07	1,4	0,03	4,69
<b>30/07/2004</b>	55,1	39:33	1,4	0,27	7,27
<b>06/08/2004</b>	20,8	5:22	3,9	0,01	2,75
<b>17/08/2004</b>	32,5	42:43	0,8	0,01	4,29
<b>10/09/2004</b>	46,2	27:11	1,7	0,13	6,10
<b>20/09/2004</b>	115,8	59:19	2,0	14,23	15,28
<b>28/09/2004</b>	20,8	5:22	3,9	0,01	2,75
<b>16/10/2004</b>	37,1	12:00	3,1	0,08	4,89
<b>18/10/2004</b>	15,2	0:57	16,0	0,01	2,01
<b>03/11/2004</b>	18,5	3:50	4,8	0,00	2,45
<b>05/11/2004</b>	17,0	10:35	1,6	0,00	2,24
<b>10/11/2004</b>	90,4	48:28	1,9	4,01	11,93

### **Coefficiente de escoamento superficial**

Um dos fatores que determinam a eficiência de um pavimento permeável é a sua capacidade de redução do escoamento superficial. Por isso, foram monitorados os valores de volume escoado e esses foram comparados com o volume precipitado, para o cálculo do coeficiente de escoamento superficial. Os coeficientes de escoamento superficial foram calculados independentemente para os revestimentos em asfalto poroso e blocos vazados, pois apesar de estarem lado a lado, foi dada uma declividade em sentidos opostos para os dois tipos de revestimento, conforme foi mostrado na seção transversal do pavimento (Figura 3.2).

Os valores de escoamento superficial dos revestimentos foram analisado em termos totais, sendo calculados através da relação entre o volume total escoado pela calha coletora

(subtraído do volume precipitado sobre a mesma) e o volume precipitado sobre todo o pavimento. A Equação 4.2 a seguir exprime o cálculo do coeficiente de escoamento.

$$c(\%) = \frac{P_{\text{coletado}} - P_{\text{calha}}}{P_{\text{pavimento}}} \cdot 100 \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:  $P_{\text{coletado}}$  = volume coletado pela calha lateral;

$P_{\text{calha}}$  = volume precipitado sobre a calha coletora lateral;

$P_{\text{pavimento}}$  = volume precipitado sobre todo o pavimento.

O volume coletado pela calha é calculado através dos dados de nível dentro do reservatório coletor descrito no item 3.4.4. O volume precipitado sobre a calha é dado pela precipitação total multiplicada pela área superficial da mesma.

Na Tabela 4.3, apresentam-se os valores de coeficiente de escoamento calculados para cada evento monitorado. Um dos lados do pavimento possui revestimento em asfalto poroso, e o outro é revestido com blocos vazados intertravados de concreto.

Tabela 4.3. Valores de coeficientes de escoamento dos pavimentos permeáveis.

Data	Precipitação (mm)	Coef. de escoamento (%)	
		Asfalto poroso	Blocos vazados
<b>04/05/2004</b>	62,5	SD	0,0
<b>07/05/2004</b>	32,3	SD	1,4
<b>14/05/2004</b>	22,6	0,8	0,0
<b>23/05/2004</b>	9,1	SD	0,0
<b>25/05/2004</b>	23,4	SD	0,0
<b>10/06/2004</b>	83,1	5,0	1,0
<b>24/06/2004</b>	20,1	0,7	0,0
<b>01/07/2004</b>	30,7	SD	0,0
<b>03/07/2004</b>	24,4	1,8	1,8
<b>07/07/2004</b>	9,7	0,0	0,0
<b>14/07/2004</b>	35,6	7,3	0,0
<b>30/07/2004</b>	55,1	9,5	0,0
<b>06/08/2004</b>	20,8	3,6	5,4
<b>17/08/2004</b>	32,5	6,1	3,8
<b>10/09/2004</b>	46,2	8,2	1,1
<b>20/09/2004</b>	115,8	7,7	9,8
<b>28/09/2004</b>	20,8	3,6	5,4
<b>16/10/2004</b>	37,1	6,2	4,5
<b>18/10/2004</b>	15,2	7,2	3,0
<b>03/11/2004</b>	18,5	2,2	0,0
<b>05/11/2004</b>	17,0	3,0	0,0
<b>10/11/2004</b>	90,4	13,5	12,8
	Média	<b>5,08</b>	<b>2,27</b>
	Desv. Pad.	<b>3,62</b>	<b>3,49</b>

Legenda: SD=sem dados.

Os valores de coeficiente de escoamento do revestimento em blocos vazados variaram de zero a 12,8%, tendo média de 2,27% e resultado em zero na maioria dos eventos. Esse resultado mostra que o pavimento em blocos vazados tem uma alta capacidade de redução do escoamento superficial, pois os valores esperados para o coeficiente de escoamento em áreas pavimentadas são em média de 80% (Tucci, 1997b; ASCE & WEF, 1992).

No pavimento revestido com asfalto poroso, os coeficientes de escoamento superficial variaram de zero a 13,5%, com média de 5,08%. Esse valor se mostrou bastante satisfatório, sendo aproximadamente igual aos valores recomendados na literatura para o escoamento superficial em áreas verdes e superfícies naturais arborizadas, que é no mínimo de 5% (Tucci, 1997b; ASCE & WEF, 1992).

A diferença de desempenho entre os dois tipos de revestimento pode ser explicada pelo fato de que o bloco possui em sua estrutura aberturas maiores que aquelas do asfalto poroso. Em análises visuais durante os eventos chuvosos, percebe-se que as partes vazadas dos blocos funcionam como pequenos reservatórios, onde mesmo se excedendo a capacidade de infiltração do material de enchimento, há um “volume de espera” que armazena parte do volume de chuva. Esse comportamento dos blocos vazados é mostrado na Figura 4.8.

Outro fator que influencia na capacidade final de infiltração do revestimento é o controle tecnológico durante a execução do mesmo. O assentamento do asfalto poroso foi executado com auxílio de rolos compressores lisos. Observou-se que durante a passagem do rolo compressor no asfalto, o mesmo era obrigado a transitar pela área dos blocos vazados, que estava repleta da areia de enchimento. Na passagem, o rolo compressor transportava os sedimentos dos blocos para a superfície asfáltica. Os fatos descritos acima podem ser visualizados na Figura 4.9.



Figura 4.8. Preenchimento das partes vazadas dos blocos com água da chuva.



Figura 4.9. Transporte de areia dos blocos vazados para o asfalto pelo rolo compressor.

Na análise geral dos dados, procurou-se estabelecer alguma relação estatística direta entre o coeficiente de escoamento e as grandezas envolvidas no evento de precipitação. Foi encontrada uma relação linear entre o coeficiente de escoamento superficial no revestimento asfáltico e a precipitação total, mas com um coeficiente de correlação baixo de 0,44 (ver Figura 4.10). A mesma correlação foi buscada entre os valores de escoamento superficial para o revestimento em blocos vazados, sendo encontrado também um baixo coeficiente de correlação, de 0,35.

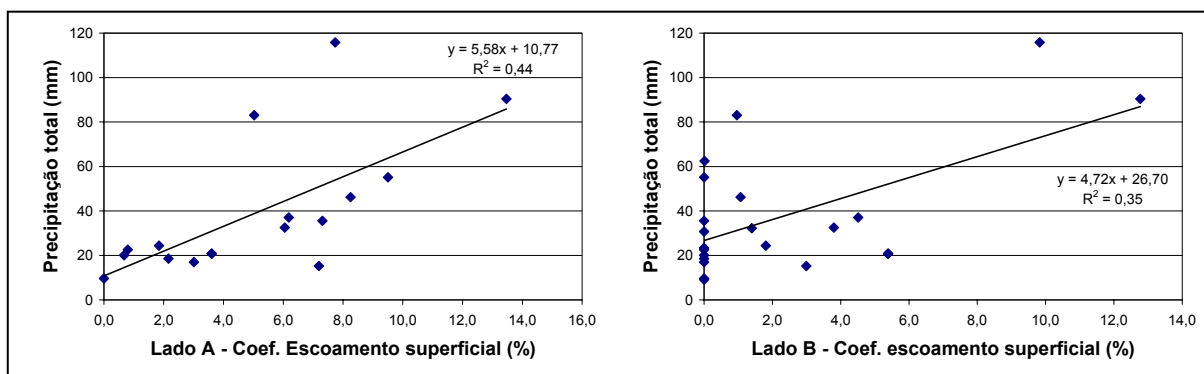


Figura 4.10. Gráfico de correlação entre os coeficientes de escoamento superficial e a precipitação total do evento.

Como se pode observar na Figura 4.11, foi verificada nos dados uma pequena tendência de aumento do escoamento superficial com o tempo, onde se calculou um coeficiente de correlação entre a data do evento e o coeficiente de escoamento superficial de 0,20 para o revestimento em asfalto poroso, e 0,29 para o revestimento com blocos vazados. Esses gráficos mostram uma tendência de aumento do coeficiente de escoamento superficial com o tempo, o que sinalizaria uma evolução na colmatção dos revestimentos.

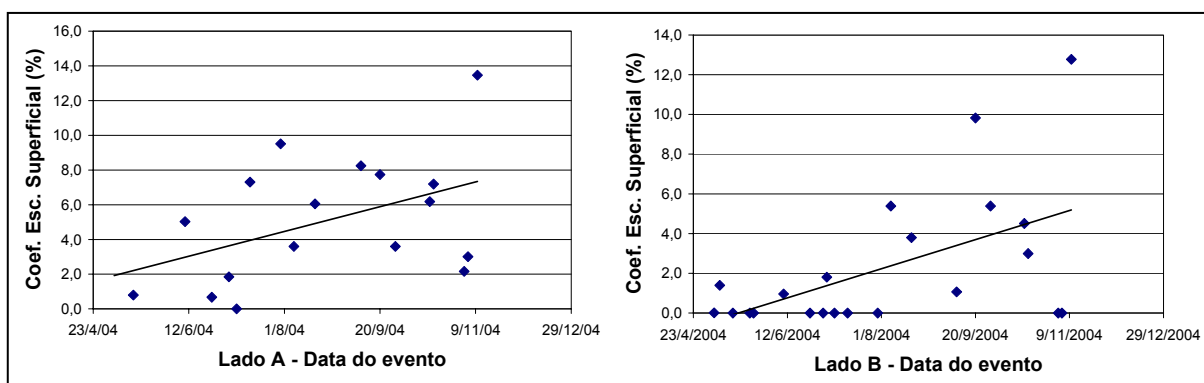


Figura 4.11. Gráfico de relação entre os coeficientes de escoamento superficial e a data do evento.

Ressalta-se que o número de meses e eventos monitorados é pequeno para se tomar conclusões estatísticas a respeito dos dados, porém os resultados preliminares já mostram que ambos os revestimentos apresentaram um desempenho bastante satisfatório com relação à redução do escoamento superficial.



### **Armazenamento no reservatório**

As análises do armazenamento e da taxa de infiltração são importantes para se observar a interação solo-estrutura, e assim analisar a eficiência do dispositivo de infiltração. Por isso, para cada um dos eventos analisados, foi traçado o gráfico do armazenamento em função do tempo, juntamente com o volume precipitado. Esses gráficos auxiliaram na avaliação do comportamento dos reservatórios durante o início da chuva, nas pancadas mais intensas, e depois de cessada a chuva.

No início de todos os eventos, tanto no Lado A quanto no Lado B, observou-se uma defasagem entre o início da chuva e o início do enchimento do reservatório. O valor da defasagem variou de 1h30min até 4 horas. Estima-se que essa defasagem dependa de fatores como a intensidade da chuva, das condições de umidade do pavimento antes do início da precipitação, assim como do tempo interno de distribuição da água nos poços dos sensores de nível. Em alguns casos, o sensor começou a registrar subida no reservatório, apenas bem próximo do pico do armazenamento. Houve também eventos em que só se iniciou o acúmulo d'água no reservatório após um longo período de chuva.

Verificou-se ainda que, depois de iniciado o enchimento do reservatório, as variações de intensidade de precipitação provocavam variações no nível do reservatório com uma defasagem menor, da ordem de 10 a 20 minutos. Nesses casos, estando o conteúdo do reservatório praticamente todo “encharcado”, a defasagem passa a depender apenas da intensidade da precipitação naquele momento.

Um outro fato relevante verificado foi a grande diferença de comportamento existente entre os reservatórios dos Lados A e B. Em quase todos os eventos em que foram monitorados ambos os lados, o reservatório do Lado B apresentou maiores valores de armazenamento máximo com relação ao Lado A. Também foi verificado que o tempo necessário para o completo esvaziamento do reservatório, após cessada a chuva, foi menor no Lado A que no Lado B do pavimento.

Essa diferença de comportamento era esperada, devido aos resultados dos ensaios de caracterização realizados previamente à construção do pavimento, descritos no item 3.2.3. Os ensaios de infiltração com duplo anel, e condutividade hidráulica (com poço invertido e piezômetro auto-obturador) mostraram grande diferença entre as taxas de infiltração nos lados A e B do pavimento. Os valores de taxa de infiltração para o pavimento no lado A foram em média de 10mm/h, enquanto que no Lado B, essa taxa foi de 4,5mm/h. Devido a essas menores taxas de infiltração, fica favorecido o maior acúmulo de água no reservatório do Lado B, em comparação com aquele do Lado A.

Nas figuras 4.12 e 4.13 a seguir, observam-se gráficos com os dados de precipitação e armazenamento para ambos os reservatórios, dos eventos ocorridos nos meses de julho, setembro e novembro. Pode-se observar, portanto, os níveis maiores de armazenamento predominantes no reservatório do Lado A em comparação ao Lado B do pavimento.

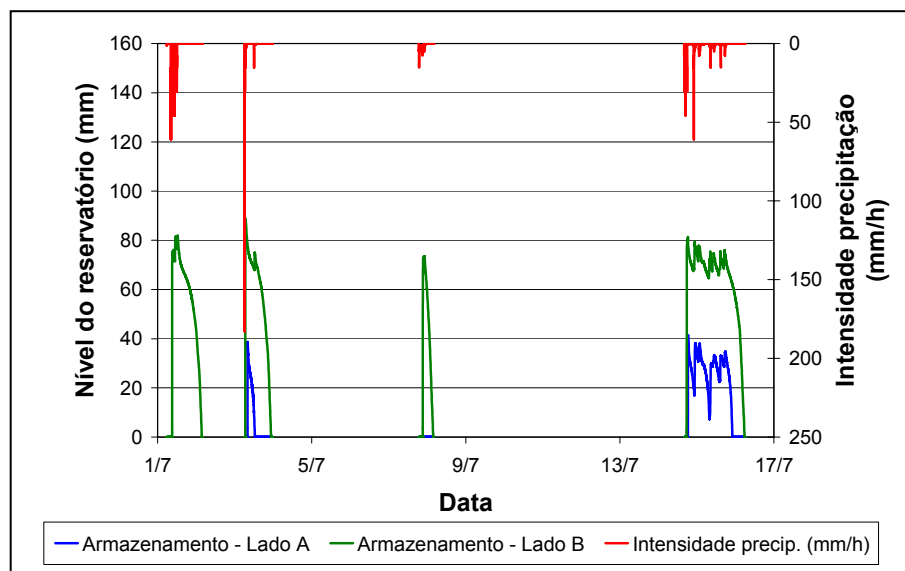


Figura 4.12. Gráfico do armazenamento para os eventos do mês de julho/2004.

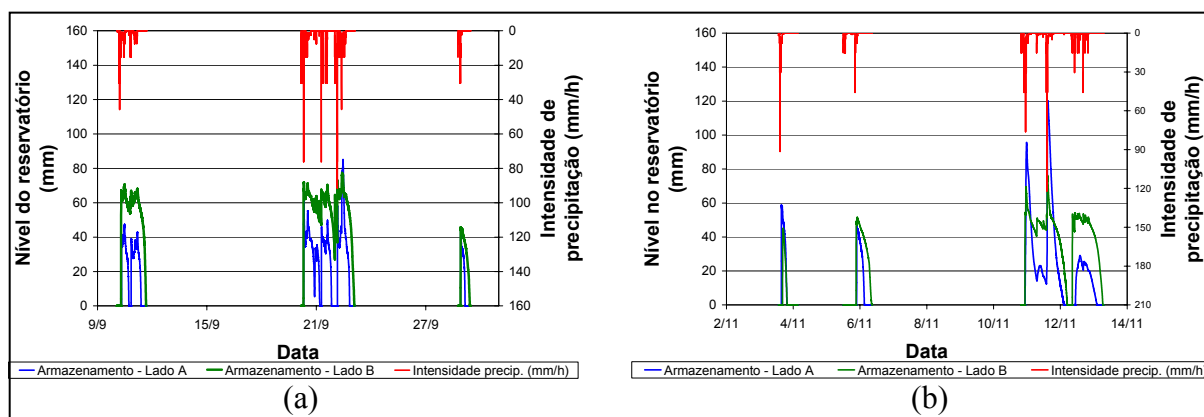


Figura 4.13. Gráfico do armazenamento para os eventos dos meses de setembro e novembro/2004.

A Tabela 4.4 a seguir contém os dados de armazenamento dos reservatórios dos Lados A e B, que são o tempo de armazenamento e o volume máximo armazenado.

O volume máximo armazenado foi calculado pela lâmina máxima registrada pelo *data logger*, descontando-se o volume ocupado pela brita.

Mesmo com as diferenças existentes entre os reservatórios, analisando-se a tabela, verifica-se pelos dados, que o pavimento apresentou um bom desempenho hidrológico, pois mesmo nos maiores eventos, em que o volume precipitado ultrapassou  $10\text{m}^3$ , o volume

máximo armazenado não chegou a 25% da capacidade do reservatório, que é de 8,25m<sup>3</sup>. O tempo de esvaziamento do reservatório ficou abaixo do máximo recomendado na literatura, que é de 72 horas. O evento chuvoso de maior magnitude foi de 115mm de chuva e teve uma duração de 60 horas, o que representa um volume precipitado sobre o reservatório de mais de 15m<sup>3</sup>.

Tabela 4.4. Resumo dos dados de armazenamento para os eventos analisados.

Evento	Total Precip (mm)	Volume Precip. (m <sup>3</sup> )	Duração chuva (h:m)	Lado A		Lado B	
				Vol. max (m <sup>3</sup> )	Tempo Armaz. (h:m)	Vol. max (m <sup>3</sup> )	Tempo Armaz. (h:m)
<b>04/05/2004</b>	62,5	8,24	22:03	SD	SD	0,93	34:26
<b>07/05/2004</b>	32,3	4,25	42:02	SD	SD	0,55	35:26
<b>14/05/2004</b>	22,6	2,98	28:26	0,20	9:56	1,15	9:56
<b>23/05/2004</b>	9,1	1,21	4:52	SD	SD	1,26	8:25
<b>25/05/2004</b>	23,4	3,08	5:52	SD	SD	1,16	17:31
<b>10/06/2004</b>	83,1	10,96	13:55	1,52	13:08	1,47	27:58
<b>24/06/2004</b>	20,1	2,65	11:34	0,07	3:32	0,88	18:21
<b>01/07/2004</b>	30,7	4,05	6:40	SD	SD	1,71	19:54
<b>03/07/2004</b>	24,4	3,22	6:39	0,20	4:51	1,06	15:27
<b>07/07/2004</b>	9,7	1,27	3:38	-	-	0,72	6:03
<b>14/07/2004</b>	35,6	4,69	26:07	0,23	27:58	0,88	40:29
<b>30/07/2004</b>	55,1	7,27	39:33	0,18	30:14:	0,73	45:31
<b>06/08/2004</b>	20,8	2,75	5:22	0,28	5:56	0,28	18:09
<b>17/08/2004</b>	32,5	4,29	42:43	0,17	13:03	1,82	40:49
<b>10/09/2004</b>	46,2	6,10	27:11	0,30	21:46	0,67	38:13
<b>20/09/2004</b>	115,8	15,28	59:19	0,97	60:35	0,80	72:28
<b>28/09/2004</b>	20,8	2,75	5:22	0,28	5:56	0,28	18:09
<b>16/10/2004</b>	37,1	4,89	12:00	0,53	10:12	0,41	18:08
<b>18/10/2004</b>	15,2	2,01	0:57	0,47	5:02	0,25	10:10
<b>03/11/2004</b>	18,5	2,45	3:50	0,46	3:58	0,27	3:20
<b>05/11/2004</b>	17,0	2,24	10:35	0,29	5:35	0,36	11:16
<b>10/11/2004</b>	90,4	11,93	48:28	1,93	25:35	0,41	60:26

Legenda: SD=sem dados; - = não houve armazenamento.

No Anexo I pode ser vista a análise detalhada de alguns eventos de precipitação, com análise do armazenamento trecho a trecho.

## Taxa de infiltração no solo

No presente trabalho, a taxa de infiltração foi calculada através do balanço hídrico do volume de controle, como sendo a diferença entre a precipitação e a variação do armazenamento no reservatório, em cada intervalo de tempo. Esse princípio foi aplicado apenas após o início do acúmulo d'água no reservatório, pois antes disso, parte da água de precipitação fica retida no material de preenchimento do reservatório, e parte infiltra no solo, não sendo possível distinguir as duas parcelas.

A análise da taxa de infiltração foi dividida em duas partes: (a) durante a precipitação e (b) nos intervalos de estiagem, ou seja, nos períodos de esvaziamento do reservatório.

### **(a) Análise da taxa de infiltração durante a precipitação**

A Figura 4.14 mostra um corte longitudinal do pavimento, onde é possível observar a declividade existente no fundo do reservatório (que é de 1% na escala real).

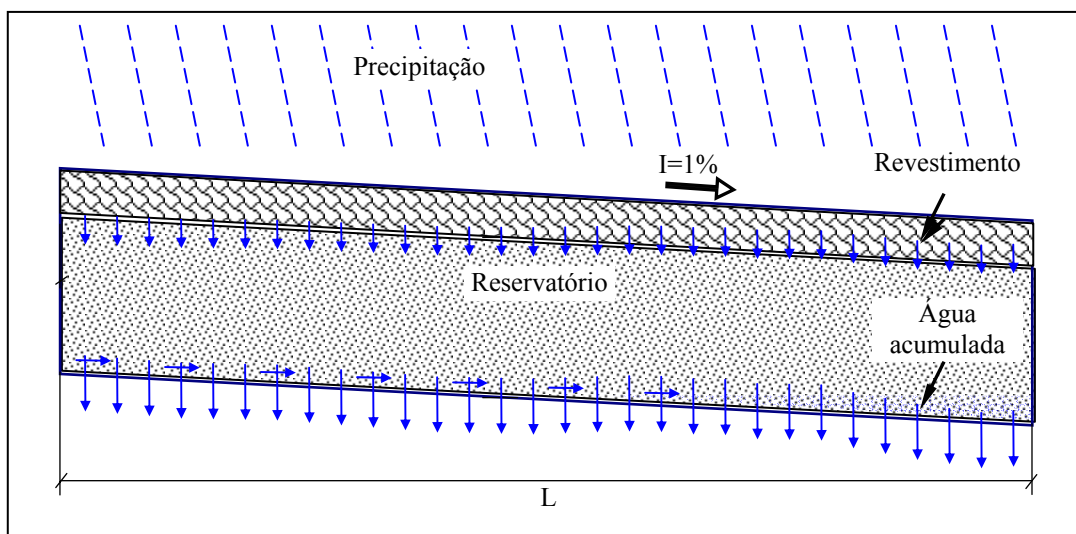


Figura 4.14. Esquema do corte longitudinal do pavimento durante a precipitação.

Conforme se pode perceber pelo esquema da Figura 4.14, durante a precipitação, toda a área do pavimento contribui para a infiltração no solo, independente do volume acumulado no reservatório. Dessa forma, no balanço hídrico, a infiltração acumulada é dada pela diferença entre a parcela da precipitação acumulada que penetrou no reservatório e a variação do armazenamento, divididos por toda a área do pavimento, conforme indica a equação:

$$Inf = \frac{(1 - c) \cdot P - \Delta S}{A_{total}}$$

onde:  $P$  é a precipitação acumulada

$c$  é o coeficiente de escoamento superficial do evento

$\Delta S$  é a variação no armazenamento

$Inf$  é a infiltração acumulada

$A_{total}$  é a área superficial do pavimento

De forma a facilitar o cálculo da taxa de infiltração durante a precipitação, foram traçados gráficos da precipitação acumulada e do armazenamento ao longo do tempo, e foi traçado um gráfico que representa a diferença entre a precipitação e o armazenamento, que é a infiltração acumulada. Esses valores foram calculados apenas durante a precipitação. Exemplos desse gráfico podem ser vistos nas figuras 4.15 e 4.16.

A taxa de infiltração foi então calculada como a variação média da infiltração acumulada no tempo. Conforme pode ser observado nas figuras, foram identificadas as tendências lineares da infiltração acumulada, sendo ajustadas retas aos trechos.

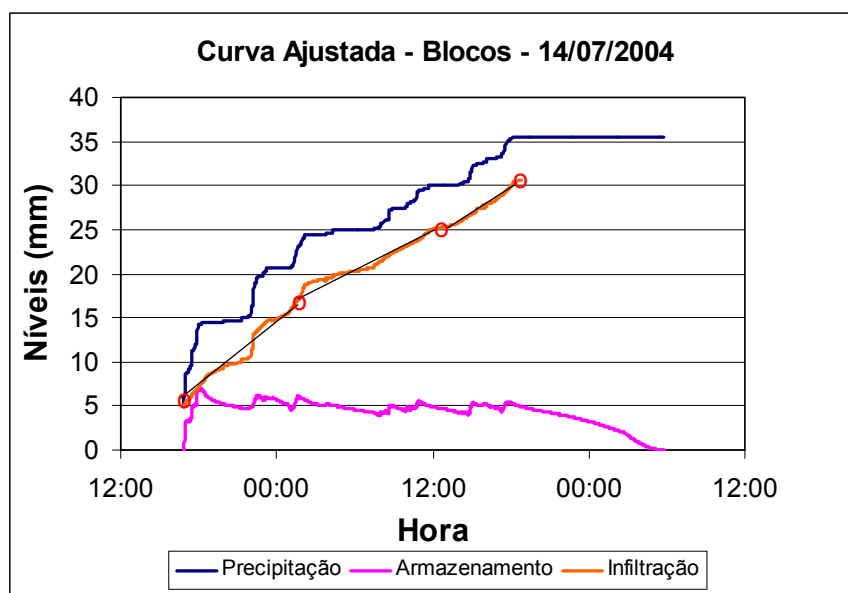


Figura 4.15. Identificação das tendências de infiltração linear.

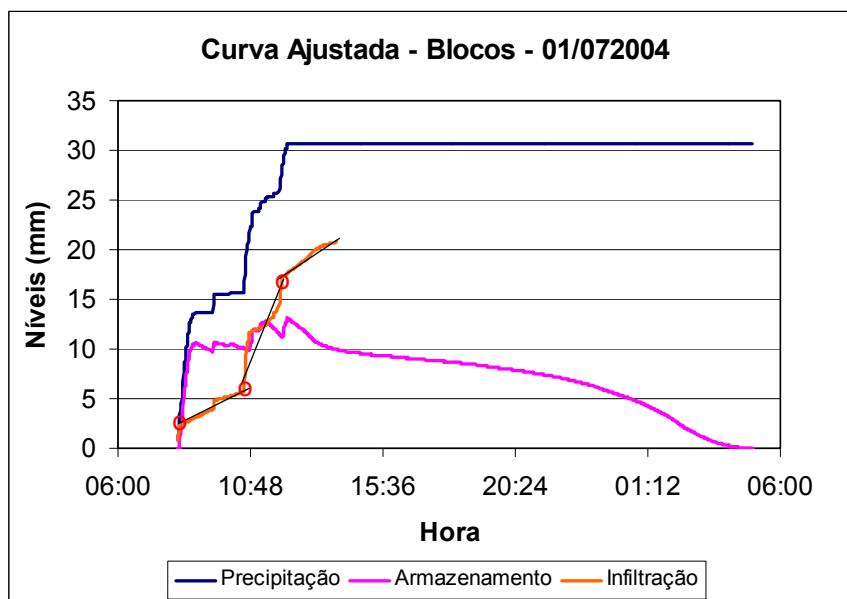


Figura 4.16. Identificação das tendências de infiltração linear.

Os valores obtidos para todos os eventos estão apresentados na Tabela 4.5 a seguir. Ressalta-se que foram considerados apenas os trechos em que havia precipitação e armazenamento, para o cálculo da infiltração.

Pelos dados da tabela, percebe-se uma relação de proporcionalidade entre os valores de intensidade de precipitação e de taxa de infiltração, que aparentemente contrariam a teoria da infiltração. Mas Stone e Paige (2003), através de um simulador de chuvas de  $12\text{m}^2$ , detectaram, para vários tipos de solos, que a capacidade de infiltração de uma parcela de solo tende a aumentar com o aumento da intensidade de precipitação sobre ela. No trabalho em questão, a taxa de infiltração era calculada como a precipitação, menos o escoamento superficial coletado da superfície. Resultados obtidos pelo autor são mostrados na Figura 4.17.

Tabela 4.5. Dados de taxa de infiltração e intensidade de precipitação média no período.

	Lado A			Lado B		
	Precip. (mm/h)	Horário início-fim	$\Delta$ Inf (mm/h)	Precip. (mm/h)	Horário início-fim	$\Delta$ Inf (mm/h)
<b>4/5/2004</b>	-	-	-	5,17	2:23-8:30	4,99
	-	-	-	1,22	8:30-14:08	0,90
	-	-	-	1,89	14:08-23:12	2,13
<b>14/5/2004</b>	0,17	15:33-20:05	0,37	0,68	14:28-2:06	0,49
	0,41	14:42-20:16	0,41	0,00	2:06-5:22	0,87
	-	-	-	0,67	12:18-1:37	0,41
<b>25/5/2004</b>	-	-	-	3,52	10:19-13:12	0,52
	-	-	-	2,47	13:12-15:09	3,43
	-	-	-	0,05	15:09-0:55	0,39
<b>10/6/2004</b>	5,44	14:12-19:12	5,23	4,73	10:42-13:07	1,40
			0,00	12,19	13:07-16:27	12,84
	1,38	19:44-1:16	2,09	0,78	16:27-19:14	1,13
	-	-	-	10,90	19:22-21:18	7,11
<b>24/6/2004</b>	-	-	-	3,90	8:36-11:51	2,26
	-	-	-	0,05	11:51-4:02	0,39
<b>1/7/2004</b>	-	-	-	6,47	8:08-10:34	1,72
	-	-	-	5,89	10:34-12:59	4,50
<b>3/7/2004</b>	1,67	6:26-8:43	1,20	12,91	6:08-7:46	2,98
	0,08	8:43-12:02	0,23	0,24	7:46-14:01	0,48
	1,74	12:02-12:37	1,63	0,00	14:01-20:31	0,92
<b>7/7/2004</b>	-	-	-	2,67	18:55-21:35	0,67
	-	-	-	0,21	21:35-3:44	1,25
<b>14/7/2004</b>	0,56	22:34-0:22	0,15	1,82	16:49-3:34	1,35
	1,66	0:22-2:40	0,15	0,72	3:34-19:10	0,75
	0,20	2:40-7:52	0,15	0,00	-	0,48
	0,85	7:52-16:48	0,15	0,00	-	0,00
<b>30/7/2004</b>	-	-	-	4,06	12:37-16:56	3,02
	-	-	-	0,87	16:56-1:40	0,90
	-	-	-	1,85	1:40-10:26	1,84
<b>6/8/2004</b>	2,10	21:11-1:40	2,08	2,36	17:46-2:04	2,01
	0,22	1:40-6:11	0,42	0,07	2:04-17:13	0,33
<b>17/8/2004</b>	0,97	14:53-23:46	0,86	1,12	7:37-2:11	0,93
	1,48	23:46-1:29	1,12	0,12	2:11-19:22	0,41
<b>10/9/2004</b>	1,45	7:01-21:53	1,41	2,48	5:54-12:07	1,48
	0,96	21:53-0:47	0,89	2,95	12:07-13:12	2,96
	1,58	0:47-3:12	1,30	0,83	2:36-14:14	0,53
	3,28	3:12-4:45	3,03	1,47	20:13-4:32	1,28
<b>20/9/2004</b>	-	-	-	2,78	7:01-18:00	2,66
	-	-	-	0,74	18:00-6:50	0,60
	-	-	-	1,31	6:50-16:20	1,31
	-	-	-	1,03	16:20-4:08	0,54
	-	-	-	2,84	16:34-16:34	3,69
<b>28/9/2004</b>	2,96	21:41-0:00	2,31	2,49	21:51-23:41	1,80
<b>16/10/2004</b>	3,99	14:30-21:26	4,20	3,96	15:00-21:36	3,99

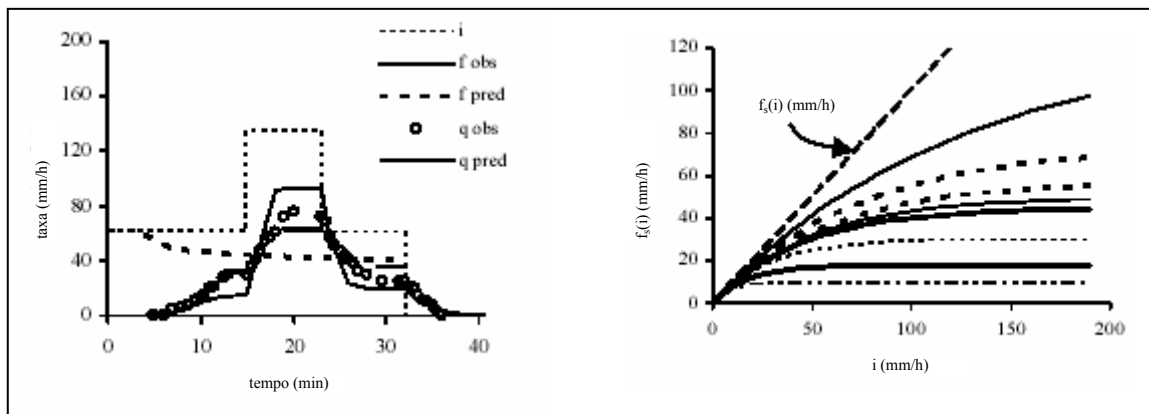


Figura 4.17. Relação entre a taxa de infiltração e a intensidade de infiltração no solo.

Fonte: Jeffrey e Stone (2003).

Esse resultado foi encontrado também por Paige e Stone (2003), sendo que Hawkins (1982, *apud* Stone, 2003) sugere uma relação entre a taxa de infiltração,  $f_s(i)$  (mm/h) e a intensidade de precipitação  $i$  (mm/h), mostrada na Equação 4.3:

$$f_s(i) = u_f \left( 1 - e^{-\frac{i}{u_f}} \right) \tag{Equação 4.3}$$

onde  $u_f$  é a capacidade de infiltração máxima da área.

Foi então traçado um gráfico com os dados da Tabela 4.5, para os lados A e B do pavimento. Procurou-se ajustar uma curva semelhante à proposta por Hawkins (1982, *apud* Stone e Paige, 2003). Pode-se observar os resultados obtidos pelo gráfico da Figura 4.18.

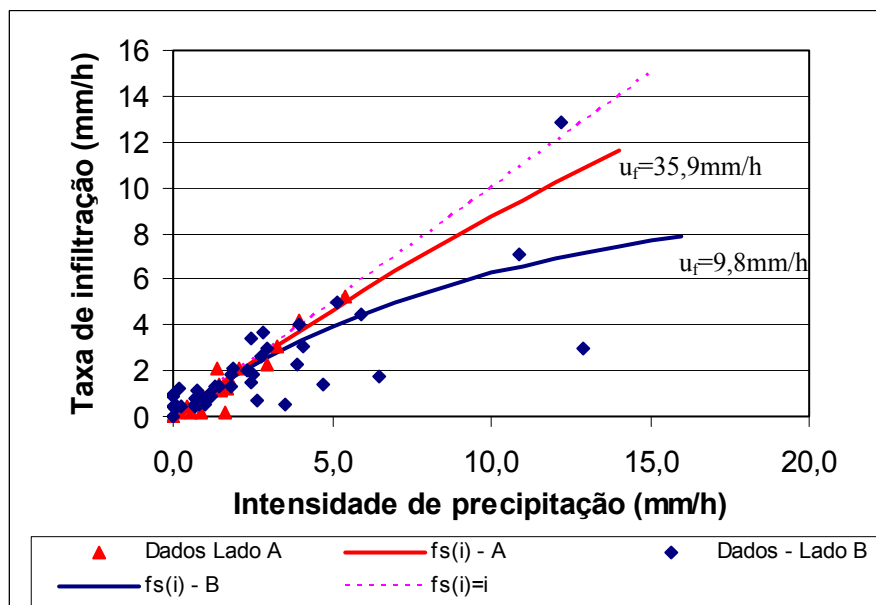


Figura 4.18. Gráfico de relação entre taxa de infiltração e intensidade de precipitação.



Uma explicação proposta para o aumento na taxa de infiltração com o aumento na intensidade de precipitação é que existe uma distribuição não-uniforme da capacidade de infiltração no solo, de forma que algumas porções possuem maiores capacidades de infiltração que outras, numa mesma área. Essas diferenças podem ser causadas pelas características variadas do solo, como a granulometria e a textura, por exemplo. Durante a chuva, apenas as áreas que possuem capacidade de infiltração inferior à intensidade de precipitação contribuem para o escoamento superficial, causando o armazenamento no reservatório. À medida que a intensidade de infiltração aumenta, uma parte da área de capacidade de infiltração maior passa a contribuir para o escoamento superficial. Dessa forma, a taxa de infiltração, calculada como sendo a diferença entre a precipitação e o escoamento superficial acumulado no armazenamento, aumenta. Em outras palavras, do aumento da precipitação, decorre um aumento no armazenamento, porém em menor volume.

Observando-se a Figura 4.18, verifica-se mais uma vez a diferença entre o armazenamento nos lados A e B do reservatório, onde se obteve  $u_f=35,9\text{mm/h}$  para o Lado A e  $u_f=9,8\text{mm/h}$  para o Lado B, coerente com as avaliações preliminares do solo. A título ilustrativo, Stone e Paige (2003) obtiveram valores de  $u_f$  em torno de  $10\text{mm/h}$  para solos argilosos, e até  $100\text{mm/h}$  para solos mais arenosos.

### (b) Análise da taxa de infiltração durante o esvaziamento do reservatório

Na Figura 4.19 pode-se observar um corte longitudinal do pavimento, durante os períodos sem precipitação, em que há acúmulo d'água no reservatório, a qual fica concentrada na parte de jusante.

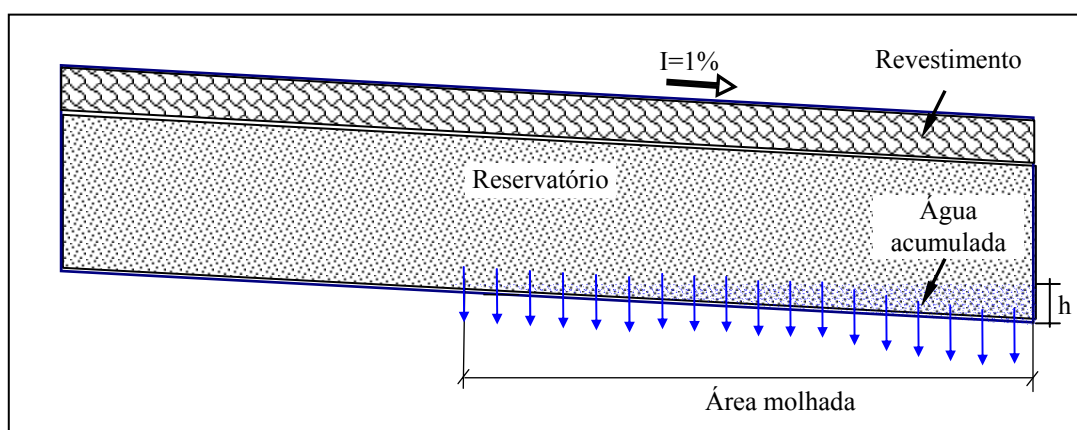


Figura 4.19. Esquema do pavimento ao término da precipitação.

Conforme se pode perceber pelo esquema da Figura 4.19, ao término da precipitação, apenas a área do pavimento onde se localiza o acúmulo d'água, contribui para a infiltração no solo. Dessa forma, no balanço hídrico, a infiltração acumulada é dada pela

variação do armazenamento, dividida pela área de acumulação d'água do pavimento, conforme indica a Equação 4.4.

$$Inf = \frac{-\Delta S}{A_{molh}} \quad \text{Equação 4.4}$$

onde: P é a precipitação acumulada

$\Delta S$  é a variação no armazenamento

Inf é a infiltração acumulada

$A_{molh}$  é a área de acumulação d'água do pavimento, ou área molhada.

Chamou-se nível equivalente à razão entre o volume acumulado e a área molhada no reservatório. Foram então traçados gráficos do nível equivalente no tempo, para cada um dos períodos de esvaziamento, e a taxa de infiltração média foi dada pela inclinação da reta ajustada para o esvaziamento. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 4.6.

Pela tabela, observa-se que a taxa de infiltração média foi de 1,6mm/h para o Lado A, e de 1,0mm/h para o lado B. Esses valores foram bem mais baixos que aqueles encontrados durante a precipitação, sendo que se mantiveram níveis maiores para o Lado A com relação Lado B, obtidos nos ensaios preliminares. Na Figura 4.20, pode-se ver exemplos de gráficos de esvaziamento do reservatório, com o cálculo da taxa de infiltração.

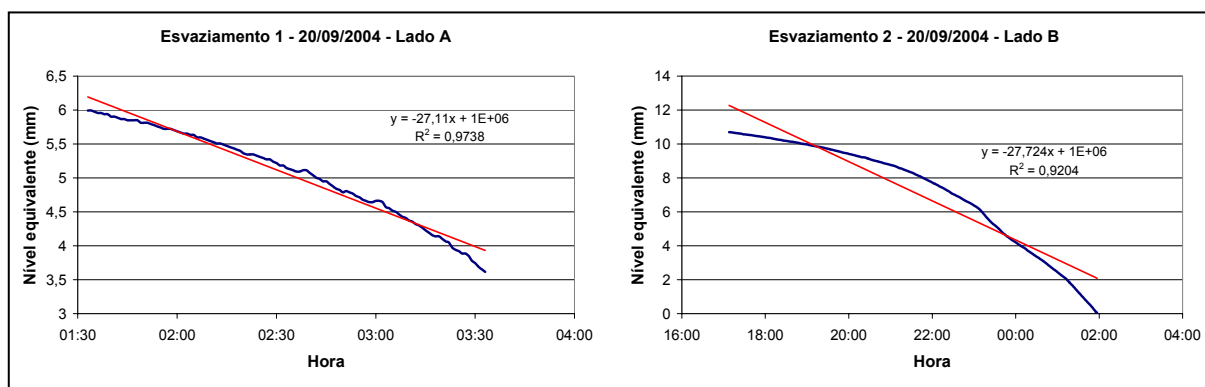


Figura 4.20. Gráfico exemplo de esvaziamento no reservatório.

Um fator que influencia na taxa de infiltração, durante o esvaziamento do reservatório, é a inclinação que existe no fundo do reservatório. Essa inclinação diminui a área de contribuição do solo na infiltração durante o esvaziamento, e além disso, o acúmulo da água junto com os sedimentos na parte mais funda favorecem a redução da taxa de infiltração do geotêxtil e do solo subjacentes. Devido a isso, deve-se manter um contínuo acompanhamento do armazenamento no reservatório, de modo a se detectar a futura necessidade de esvaziamento do volume armazenado.

A diferença de taxas de infiltração em fases distintas, no esvaziamento e durante a precipitação, é uma importante constatação que deveria ser levada em conta nos métodos de dimensionamento.

Tabela 4.6. Taxas de infiltração no solo subjacente ao reservatório (mm/h), nos períodos de precipitação nula (durante o esvaziamento do reservatório).

<b>Data</b>	<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>	<b>Data</b>	<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>
<b>4/5/2004</b>	SD	0,71	<b>30/7/2004</b>	2,53	1,05
	SD	0,46		1,25	0,69
	SD	2,28	<b>6/8/2004</b>	2,14	0,88
<b>14/5/2004</b>	2,30	1,19	<b>17/8/2004</b>	0,99	3,08
	2,19	0,94		1,07	0,53
<b>25/5/2004</b>	SD	0,88		1,31	0,46
<b>10/6/2004</b>	4,31	0,86		-	0,51
	3,32	0,62		-	1,89
<b>24/6/2004</b>	0,94	0,40	<b>10/9/2004</b>	1,06	0,36
<b>1/7/2004</b>	SD	1,91		0,75	0,53
	SD	0,42		1,17	0,81
	SD	0,89	<b>20/9/2004</b>	1,10	0,60
<b>3/7/2004</b>	1,19	0,38		-	1,16
	-	1,14	<b>28/9/2004</b>	1,36	0,68
<b>7/7/2004</b>	-	2,40	<b>16/10/2004</b>	1,58	0,73
	-	2,44	<b>18/10/2004</b>	1,40	0,65
<b>14/7/2004</b>	0,89	0,49	<b>3/11/2004</b>	2,50	2,80
	0,67	0,70	<b>5/11/2004</b>	1,34	0,82
	0,93	0,33	<b>10/11/2004</b>	2,23	0,63
	0,70	0,35		2,06	1,37
	1,13	0,75	<b>média</b>	<b>1,6</b>	<b>1,0</b>

Legenda: SD = Sem dados; - = não houve armazenamento.

Em decorrência das baixas taxas de infiltração encontradas durante o esvaziamento do reservatório, aconselha-se o contínuo monitoramento do nível do reservatório.

### **Umidade do solo na sub-base**

A umidade do solo na sub-base do pavimento influencia teoricamente na taxa de infiltração do solo. Quanto menor a umidade inicial do solo, mais água o mesmo necessita absorver para atingir a capacidade de infiltração, e portanto maior o volume infiltrado antes do início do acúmulo d'água.

A umidade do solo na sub-base foi medida através de guias de ondas para TDR, instalados no solo subjacente ao pavimento, a uma profundidade de 10 cm abaixo do leito (conforme item 3.4.4). As medições eram realizadas sempre antes e depois dos eventos de precipitação, exceto quando havia impossibilidade de obtenção do equipamento para a realização da leitura.

Foram instaladas inicialmente 11 guias de ondas distribuídas na área dos dois pavimentos, sendo que ao início do monitoramento dos demais equipamentos, três das guias não funcionavam, sendo detectado depois o rompimento do cabo transmissor.

Durante o período de monitoramento, observou-se que três das guias forneciam resultados discrepantes das demais, sendo seus valores então descartados da análise.

Após algumas coletas e funcionamento normal, mais duas guias tiveram seus cabos rompidos, e outras quatro pararam de funcionar por motivos desconhecidos, restando apenas duas guias, sendo ambas localizadas no Lado A do pavimento.

Apesar dos problemas enfrentados, optou-se por continuar o monitoramento da umidade do solo com as guias restantes. Nos eventos em que se dispunha de mais de uma guia de medição, a umidade foi considerada como sendo a média entre os valores observados.

Na Tabela 4.7 a seguir são apresentados os valores obtidos de umidade do solo no dia anterior e no subsequente ao evento.

Tabela 4.7. Valores de umidade do solo no dia anterior e subsequente a alguns eventos.

Data	Precipitação (mm)	Umidade do solo (%)	
		Antes	Depois
4/5/2004	62,48	29,15%	30%
7/5/2004	32,26	29,40%	-
14/5/2004	22,61	29,80%	29,90%
23/5/2004	9,14	-	-
25/5/2004	23,37	29,60%	29,80%
10/6/2004	83,06	29,20%	-
24/6/2004	20,07	-	29,70%
1/7/2004	30,73	29,70%	30,10%
3/7/2004	24,38	-	30%
7/7/2004	9,65	30,10%	30,10%
14/7/2004	35,56	29,80%	-
30/7/2004	55,12	29,60%	29,90%
6/8/2004	23,62	-	-
17/8/2004	32,51	-	-
	<b>Média</b>	<b>29,59%</b>	<b>29,94%</b>
	<b>Desvio Pad.</b>	<b>0,003</b>	<b>0,001</b>

Os valores de umidade medidos antes dos eventos tiveram uma média de 29,59%, e aqueles medidos depois do evento tiveram uma média de 29,94%. Observa-se que houve um ínfimo aumento na umidade média dos eventos, o que denota coerência entre os valores. Porém o desvio padrão das variáveis resultou abaixo do esperado, o que pode indicar uma baixa sensibilidade do sensor de umidade.

### 4.3. Avaliação do método de dimensionamento

O dimensionamento do reservatório do pavimento permeável foi feito com o uso do método da Curva Envelope, adaptado por Silveira (2003) para o caso específico de pavimentos permeáveis. Trata-se de um método simples, que considera a taxa de infiltração no solo como constante ao longo do tempo (em toda a área do pavimento), e a chuva de projeto é determinada com base em um tempo de retorno escolhido. Devido a essas simplificações, faz-se necessário a análise da adequação do método de dimensionamento.

Inicialmente, foi feita uma análise do método da curva envelope em geral, através do cálculo do volume máximo que seria armazenado caso os reservatórios se comportassem exatamente como previsto pelo método de dimensionamento, usando-se as chuvas reais, comparando-se esse valor com o armazenamento máximo observado nos dois reservatórios.

A taxa de infiltração para o dimensionamento foi considerada igual a 1,5mm/h, não havendo diferença entre o dimensionamento dos lados A e B do pavimento.

A Tabela 4.8 a seguir contém os valores de armazenamento calculado e observado, para todos os eventos monitorados.

Observa-se pela Tabela 4.8 que as condições de projeto superdimensionaram o reservatório para quase todos os eventos, exceto para o do dia 23 de maio de 2004. Suspeita-se que os valores fornecidos pelos sensores para esse evento estejam incorretos. Considerando-se esse fato, verifica-se que o método de dimensionamento superdimensionou o pavimento em todos os eventos reais.

Tabela 4.8. Comparação entre o volume do reservatório dimensionado e observado.

Evento	Precipitação		Vol. máx (m <sup>3</sup> )		Vol. máx. dimensionado (m <sup>3</sup> )
	(mm)	(m <sup>3</sup> )	Lado A	Lado B	
4/5/2004	62,48	8,24	-	0,93	4,21
7/5/2004	32,26	4,25	-	0,55	1,39
14/5/2004	22,61	2,98	0,20	1,15	1,42
23/5/2004	9,14	1,21	-	1,26	0,97
25/5/2004	23,37	3,08	-	1,16	2,49
10/6/2004	83,06	10,96	1,52	1,47	6,15
24/6/2004	20,07	2,65	0,07	0,88	2,02
1/7/2004	30,73	4,05	-	1,71	3,58
3/7/2004	24,38	3,22	0,20	1,06	2,84
7/7/2004	35,56	1,27	0,00	0,72	1,03
14/7/2004	35,56	4,69	0,23	0,88	2,35
30/7/2004	55,12	7,27	0,18	0,73	4,09
6/8/2004	20,83	2,75	0,28	0,28	2,25
17/8/2004	32,51	4,29	0,17	1,82	2,05
10/9/2004	46,23	6,10	0,30	0,67	3,57
20/9/2004	115,82	15,28	0,97	0,80	5,21
28/9/2004	20,83	2,75	0,28	0,28	2,36
16/10/2004	37,08	4,89	0,53	0,41	3,85
18/10/2004	15,24	2,01	0,47	0,25	1,89
3/11/2004	18,54	2,45	0,46	0,27	2,18
5/11/2004	17,02	2,24	0,29	0,36	1,61
10/11/2004	90,42	11,93	1,93	0,41	6,06

A seguir são mostrados alguns gráficos de comparação entre os volumes calculados e observados para os reservatórios.

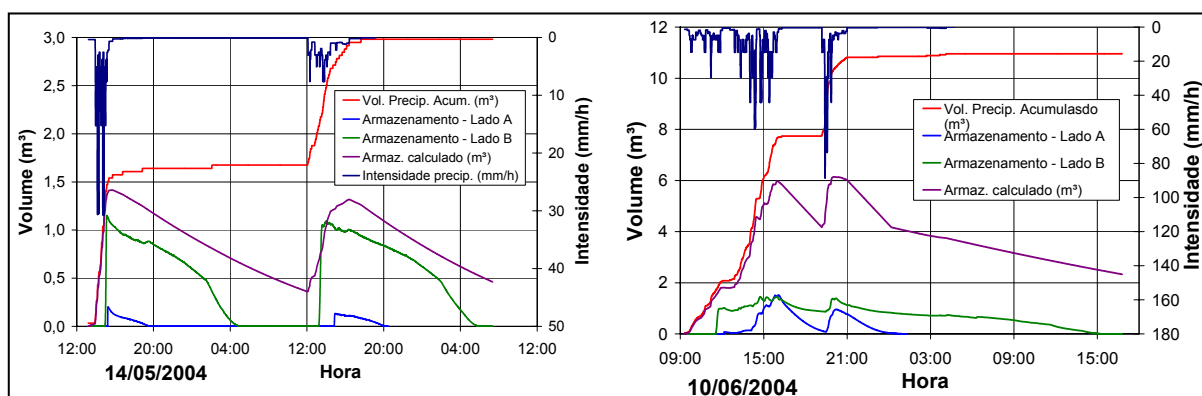


Figura 4.21. Exemplos de gráficos de armazenamento previsto e observado.

Observando-se os gráficos da Figura 4.21, verifica-se que, na maior parte do tempo, o volume calculado pelo método de dimensionamento é superior àqueles observados nos reservatórios, especialmente no Lado A, cuja taxa de infiltração resultou em valores mais altos que no Lado B. Verifica-se também, que os gráficos, calculado e observado, possuem formatos parecidos, diferenciando-se no volume de subida.

Tabela 4.9. Comparação entre o volume do reservatório dimensionado e observado.

Evento	Precipitação		Vol. Máx (m <sup>3</sup> )		Vol. Máx. Dimensionado
	(mm)	(m <sup>3</sup> )	Lado A	Lado B	
4/5/2004	62,48	8,24	-	0,93	4,58
7/5/2004	32,26	4,25	-	0,55	1,98
14/5/2004	22,61	2,98	0,20	1,15	1,54
23/5/2004	9,14	1,21	-	1,26	1,02
25/5/2004	23,37	3,08	-	1,16	2,54
10/6/2004	83,06	10,96	1,52	1,47	6,83
24/6/2004	20,07	2,65	0,07	0,88	1,78
1/7/2004	30,73	4,05	-	1,71	3,21
3/7/2004	24,38	3,22	0,20	1,06	2,55
7/7/2004	35,56	1,27	0,00	0,72	1,19
14/7/2004	35,56	4,69	0,23	0,88	2,51
30/7/2004	55,12	7,27	0,18	0,73	3,45
6/8/2004	20,83	2,75	0,28	0,28	2,33
17/8/2004	32,51	4,29	0,17	1,82	1,99
10/9/2004	46,23	6,10	0,30	0,67	3,22
20/9/2004	115,82	15,28	0,97	0,80	6,33
28/9/2004	20,83	2,75	0,28	0,28	2,33
16/10/2004	37,08	4,89	0,53	0,41	3,26
18/10/2004	15,24	2,01	0,47	0,25	3,04
3/11/2004	18,54	2,45	0,46	0,27	2,30
5/11/2004	17,02	2,24	0,29	0,36	1,54
10/11/2004	90,42	11,93	1,93	0,41	5,27

Foi feita ainda uma outra comparação de dados, para a análise do método de dimensionamento. A partir do tempo de retorno do evento, constante na Tabela 4.2, e da taxa de infiltração adotada no projeto, calculou-se o volume do reservatório pela Equação 2.6, proposta por Silveira (2003). Os resultados obtidos constam na Tabela 4.9. Pela análise da tabela, observa-se que se obteve valores semelhantes com a análise anterior, confirmando-se a tendenciosidade estrutural do método da curva envelope.

Calcula-se que a superestimativa do volume do reservatório se deve, a três fatores:

1) Primeiramente, um fator que leva a altos valores para o volume dimensionado é a quantidade de água da precipitação que é necessária para “molhar” todo o pavimento antes de ser iniciada a infiltração d’água no solo. Pelos eventos analisados, observou-se que apenas após aproximadamente 12mm de precipitação, iniciou-se o acúmulo d’água no reservatório.

2) Outra causa diz respeito ao fato de que o método de dimensionamento da curva envelope não considera a umidade do solo antes do início da precipitação, que é em geral inferior à umidade de saturação, conferindo ao solo maior capacidade de absorção no início do evento. Na teoria do método de dimensionamento, a chuva de projeto ocorre em uma situação em que o solo está previamente saturado.

3) Uma outra hipótese seria a de que, pelas razões tratadas no item de análise da infiltração no solo, a taxa de infiltração no solo aumentaria com o aumento da precipitação, o que diminui a taxa de acumulação do volume armazenado.

Dentre os eventos analisados, um deles (20/9/2004) teve tempo de retorno de 15 anos e duração de 60 horas. Porém, mesmo nesse evento, o armazenamento máximo não ultrapassou  $1,0\text{m}^3$ , que é um valor bem baixo em comparação à capacidade do reservatório, de  $8,25\text{m}^3$ , estimado para um período de retorno de 10 anos.

Em face dos dados expostos, deve-se considerar uma revisão do método de dimensionamento pela curva envelope. Um dimensionamento mais elaborado torna-se necessário, pois nos dispositivos de infiltração, os custos envolvidos no volume de armazenamento podem ser decisivos na viabilidade do projeto.

#### 4.4. Manutenção

Durante o período de monitoramento, optou-se por não fazer a limpeza da superfície do pavimento, por dois motivos: i) não se dispôs de material adequado para realização da limpeza, já que segundo a bibliografia, a limpeza inadequada pode acelerar o processo de colmatação (EPA, 1999); ii) optou-se por tentar verificar a evolução do escoamento superficial com o tempo, que foi comentado no item 4.2.2.

As práticas de manutenção que foram adotadas para evitar a colmatação dos revestimentos foram, portanto:

- Aparo periódico da grama adjacente ao pavimento, com o intuito de evitar o carreamento de partículas pelo vento;
- Coleta de sujeiras maiores, como papel, embalagens, comida etc.
- Desobstrução da calha coletora, para evitar influência nos dados de escoamento superficial.

O que se pôde observar qualitativamente devido à ausência de manutenção no pavimento, foi que já existem sinais de colmatação no revestimento superficial, principalmente no lado com revestimento asfáltico.

As análises de evolução do escoamento superficial relatadas no item 4.2.2 mostram que já existe uma tendência de aumento do coeficiente de escoamento com o tempo, como mostra a figura 4.22. Esse aumento de escoamento sinaliza uma redução da capacidade de infiltração do revestimento.

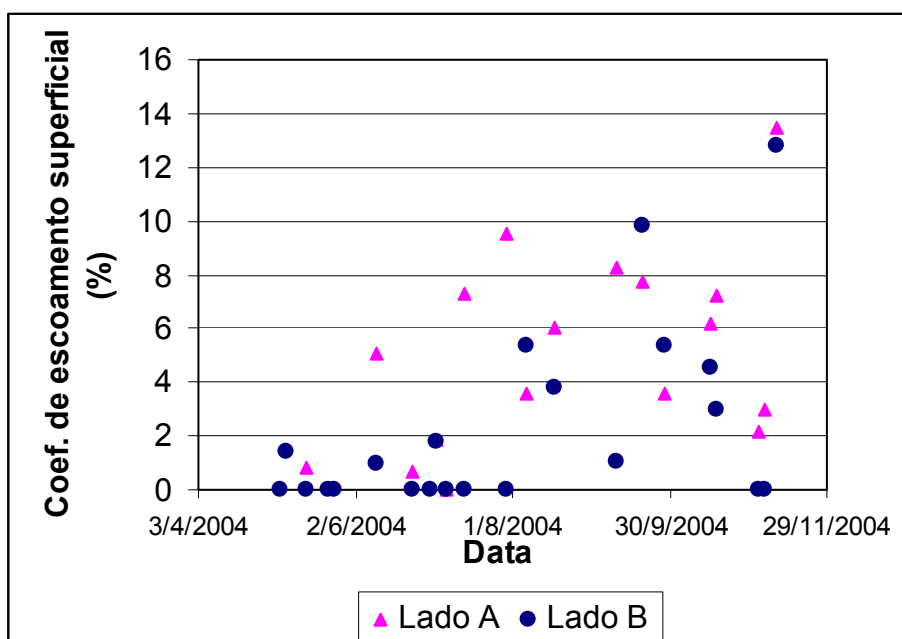


Figura 4.22. Evolução do coeficiente de escoamento superficial ao longo do tempo de monitoramento.



É presente em toda bibliografia de pavimentos permeáveis, a necessidade de implantação de uma rotina de manutenção preventiva para se conservar as características do revestimento poroso. São sugeridas campanhas de sucção a vácuo, ao menos quatro vezes por ano, com eliminação apropriada do material removido. Além das práticas de manutenção, uma campanha de informação dos usuários do pavimento é necessária, para se prevenir a danificação pelo estacionamento de veículos pesados, uso de abrasivos, depósito de material granular (areia) ou mesmo o depósito de resíduos sólidos.

#### **4.5. Análise de custos**

Um levantamento de custos completo acerca de um empreendimento deve contemplar os custos de material, mão-de-obra, operação e manutenção.

Como não foram realizadas práticas de manutenção do pavimento, esses custos não foram levados em conta na presente análise. Também não foram considerados os custos de reposição total, os quais estão ligados ao tempo de vida útil do revestimento utilizado.

A seguir verificam-se quadros simplificados (Tabela 4.10 e 4.11) com os valores de custos unitários e totais, para a implantação dos dois tipos de pavimentos permeáveis estudados. Não foram considerados os custos relativos aos dispositivos de monitoramento, os quais são necessários apenas em projetos experimentais. Os valores de material corresponderam aos gastos na época da construção; e os valores de mão-de-obra foram fornecidos pela SMOV/PMPA.

Tabela 4.10. Resumo dos custos de implantação do pavimento permeável com revestimento em blocos vazados.

	Unid.	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Preço Total (R\$)
<b>Materiais:</b>				
Brita graduada, diâm. 1,5cm	m <sup>3</sup>	39,5	25	987,00
Areia lavada grossa	m <sup>3</sup>	13,2	20	263,20
Filtro geotêxtil	m <sup>2</sup>	289,5	5	1.447,59
Blocos de concreto vazados	m <sup>2</sup>	144,8	21	3.039,95
Sub-total:				R\$5.737,74
<b>Mão-de-obra:</b>				
Escavação	m <sup>3</sup>	65,8	6	394,80
Assentamento geotêxtil	m <sup>2</sup>	289,5	4	1158,08
Assentamento de base em brita graduada	m <sup>3</sup>	39,5	65,57	2588,69
Assentamento de blocos de concreto	m <sup>2</sup>	131,6	40	5263,98
Transporte de material bota-fora	m <sup>3</sup>	65,8	7	460,60
Sub-total:				9.866,15
<b>Total geral:</b>				<b>R\$ 15.603,88</b>
<b>Custo por m<sup>2</sup></b>				<b>R\$ 118,57</b>

Tabela 4.11. Resumo dos custos de implantação do pavimento permeável com revestimento em asfalto poroso.

	Unid.	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Preço Total (R\$)
<b>Materiais:</b>				
Brita graduada, diâm. 1,5cm	m <sup>3</sup>	39,5	25	987,00
Filtro geotêxtil	m <sup>2</sup>	289,5	5	1.447,59
Asfalto PMF, granulometria aberta	m <sup>3</sup>	10,1	205	2.077,30
Sub-total:				4.511,89
<b>Mão-de-obra:</b>				
Escavação	m <sup>3</sup>	52,6	6	315,84
Assentamento geotêxtil	m <sup>2</sup>	289,5	4	1158,08
Assentamento de base em brita graduada	m <sup>3</sup>	39,5	65,57	2588,69
Assentamento de asfalto	m <sup>3</sup>	10,1	410	4154,60
Transporte de material bota-fora	m <sup>3</sup>	52,6	7	368,48
Sub-total:				8.585,68
<b>Total geral:</b>				<b>R\$ 13.097,57</b>
<b>Custo por m<sup>2</sup></b>				<b>R\$ 99,53</b>

Verifica-se pelas tabelas acima um elevado gasto com os itens relacionados ao reservatório de britas. Os gastos correspondentes à compra da brita, escavação, assentamento de brita e transporte de bota-fora, se somados para os dois tipos de pavimento, totalizam R\$8.691,09, ou seja, 30% do custo total da obra. Dessa forma, fica evidente a importância do dimensionamento adequado do reservatório, pois deste depende fortemente o custo total da obra.

Observa-se também pelas tabelas acima, um valor de custo unitário do pavimento revestido com asfalto poroso (R\$99,53/m<sup>2</sup>) 16% menor em comparação com o pavimento de blocos vazados, o qual custa R\$118,57 por m<sup>2</sup>. Essa diferença se deve ao maior custo do bloco em comparação ao asfalto, tanto do material em si, quanto da mão-de-obra de assentamento. Por possuir uma espessura superior à camada de asfalto, o pavimento com blocos vazados exige ainda uma maior profundidade de escavação, aumentando os custos com mão-de-obra.

Para evidenciar a influência da altura do reservatório de britas no custo da obra, e também a diferença de custo entre os dois tipos de revestimento, foi calculado o custo unitário (R\$/m<sup>2</sup>) do pavimento permeável, para diversas profundidades da camada de brita, separadamente para os dois tipos de revestimento (asfalto poroso e blocos vazados). Na tabela a 4.12, observam-se os valores de custo unitário, e o acréscimo no custo correspondente ao aumento da profundidade da camada de brita.

Tabela 4.12. Custo unitário dos pavimentos e o acréscimo devido ao aumento na espessura do reservatório de britas.

Profundidade	Blocos Vazados	Acréscimo no custo	Asfalto poroso	Acréscimo no custo
5	R\$ 92,68		R\$ 73,63	
10	R\$ 97,86	5,6%	R\$ 78,81	7,0%
15	R\$ 103,04	5,3%	R\$ 83,99	6,6%
20	R\$ 108,21	5,0%	R\$ 89,17	6,2%
25	R\$ 113,39	4,8%	R\$ 94,35	5,8%
30	R\$ 118,57	4,6%	R\$ 99,53	5,5%
35	R\$ 123,75	4,4%	R\$ 104,70	5,2%
40	R\$ 128,93	4,2%	R\$ 109,88	4,9%
45	R\$ 134,11	4,0%	R\$ 115,06	4,7%
50	R\$ 139,29	3,9%	R\$ 120,24	4,5%

Verifica-se pela tabela acima que o acréscimo no custo do reservatório com asfalto poroso é mais significativo que o pavimento com blocos vazados. Essa diferença é devida ao menor custo do pavimento com asfalto poroso, que faz com que o reservatório de britas tenha uma influência maior no custo do mesmo.

Pode-se observar na Figura 4.23 o gráfico obtido da análise citada. Verificam-se também os custos unitários correspondentes aos pavimentos utilizados no presente estudo.

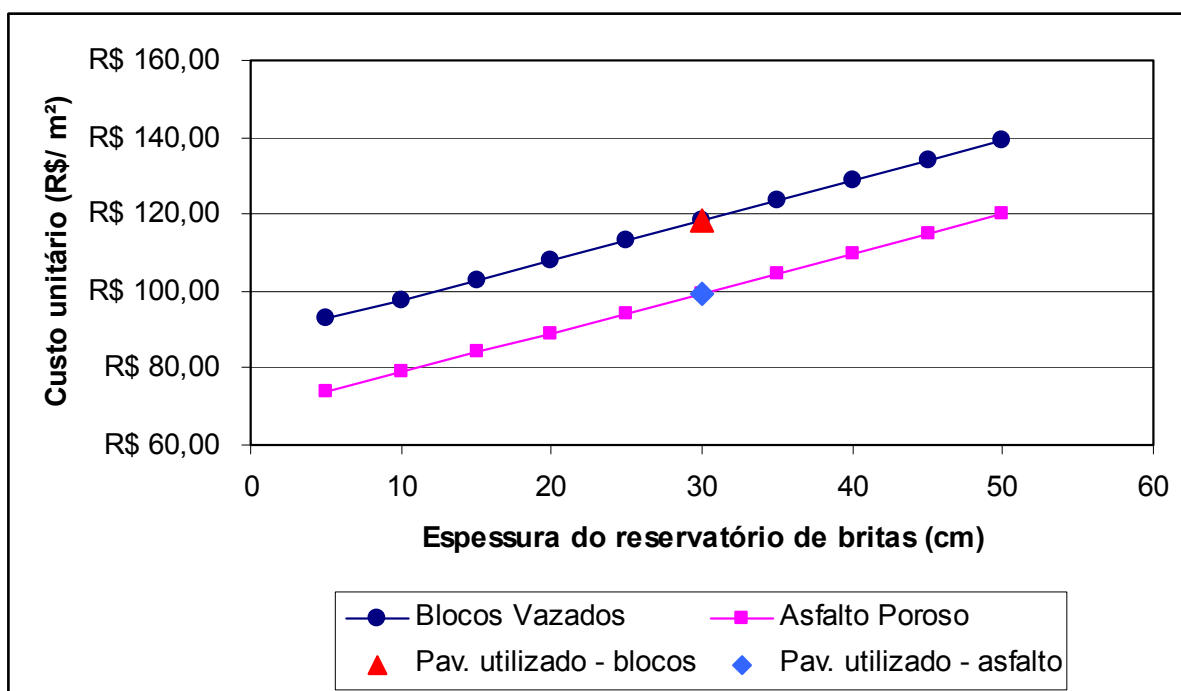


Figura 4.23. Gráfico do custo unitário dos dois tipos de pavimento em função da espessura do reservatório, com indicação da altura utilizada no pavimento em estudo.

Observa-se pelo gráfico acima, a influência da espessura do reservatório de britas no custo unitário final do pavimento. Verifica-se também a diferença de custos entre os dois tipos de revestimento utilizados.

As Tabela 4.14 e 4.14 contêm os gastos hipotéticos que corresponderiam a um pavimentos com as mesmas dimensões do estudado, sendo que utilizados revestimento em asfalto e bloco de concreto simples, respectivamente, e ainda com sistema de drenagem convencional e sem reservatório de britas.

Tabela 4.13. Resumo dos custos de implantação de um pavimento com blocos de concreto comuns.

	Unid.	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Preço Total (R\$)
<b>Materiais:</b>				
Areia lavada grossa	m <sup>3</sup>	10,6	20	211,04
Blocos de concreto comuns	m <sup>2</sup>	145,1	21	3046,82
Tubos e conexões para drenagem				1.500,00
Sub-total:				4.757,85
<b>Mão-de-obra:</b>				
Escavação	m <sup>3</sup>	17,1	6	102,88
Preparação do solo	m <sup>3</sup>	19,8	35	692,46
Assentamento de blocos de concreto	m <sup>2</sup>	131,9	40	5275,88
Transporte de bota-fora	m <sup>3</sup>	17,1	7	120,03
Instalação de rede de drenagem				2.000,00
Sub-total:				9.191,24
<b>Total geral:</b>				<b>R\$ 12.949,09</b>
<b>Custo por m<sup>2</sup></b>				<b>R\$ 98,18</b>

Tabela 4.14. Resumo dos custos de implantação de um pavimento com asfalto comum.

	Unid.	Quant.	Preço Unit. (R\$)	Preço Total (R\$)
<b>Materiais:</b>				
Asfalto usinado a quente	m <sup>3</sup>	8,7	250	2176,30
Tubos e conexões para drenagem				1.500,00
Sub-total:				3.676,30
<b>Mão-de-obra:</b>				
Escavação	m <sup>3</sup>	13,2	6	79,14
Preparação do solo	m <sup>3</sup>	15,8	35	553,97
Assentamento de asfalto usinado a quente	m <sup>3</sup>	7,3	410	2974,28
Transporte de bota-fora	m <sup>3</sup>	13,2	7	92,33
Instalação de rede de drenagem				2.000,00
Sub-total:				5.699,71
<b>Total geral:</b>				<b>R\$ 9.970,86</b>
<b>Custo por m<sup>2</sup></b>				<b>R\$ 75,60</b>

Comparando-se as Tabela 4.14 e 4.10, verifica-se um custo 21% superior do pavimento permeável revestido com blocos vazados em comparação com o pavimento revestido com blocos intertravados de concreto convencional. A pequena diferença de custos se dá principalmente porque parte dos gastos relativos ao reservatório de britas, são compensados pela instalação de sistema de drenagem convencional.

Com relação ao pavimento revestido com asfalto poroso, observa-se pelas tabelas 4.11 e 4.14, que um pavimento permeável com asfalto poroso possui um custo 32% superior àquele do pavimento convencional. Essa diferença se deve ao maior peso no custo unitário total, do reservatório de britas, no caso do pavimento com asfalto poroso. Comparando-se as tabelas 4.12 e 4.13, verifica-se ainda que o pavimento com asfalto comum tem um custo 23% inferior ao pavimento com blocos intertravados de concreto.

Ressalta-se que no presente estudo não foram levados em consideração nos cálculos os custos ambientais do aumento do escoamento superficial, assim como do aumento do risco de inundação que a obra acarreta.

Também não foram computados aqui os custos com a aplicação de um sistema de controle na fonte alternativo, que poderia ser um reservatório de detenção, uma trincheira ou um poço de infiltração, nem o incremento que seria necessário na rede de jusante, caso não fosse utilizado nenhum dispositivo de controle na fonte.

## **5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Com o constante e acelerado crescimento do meio urbano, faz-se necessário um maior controle e planejamento da ocupação do solo, de modo a permitir o desenvolvimento sustentável das cidades e minimizar os impactos decorrentes da urbanização. A adoção de medidas de controle na fonte do escoamento superficial exige um maior conhecimento e domínio das técnicas envolvidas, o qual é obtido através de estudos práticos e teóricos acerca do tema.

Dessa forma, no presente trabalho, foi projetado, construído e monitorado um experimento inédito no Brasil, que consta de um estacionamento com dois pavimentos permeáveis com revestimentos diferentes, sobre solo argiloso de baixa permeabilidade, típico da cidade de Porto Alegre. Para a construção do pavimento procurou-se fazer uso de materiais de baixo custo e fácil disponibilidade no mercado local.

### **5.1. Conclusões**

Ao longo do presente estudo, desde a realização da pesquisa bibliográfica até a fase de monitoramento, foi verificada a importância desta dissertação e de cada etapa de realização da mesma.

Além de uma dissertação de mestrado, cabe a este trabalho fornecer embasamento teórico para futuros trabalhos e aplicações da estrutura pavimento permeável, assim como retratar o comportamento da estrutura quando submetida a eventos reais de precipitação.

Os ensaios de caracterização do solo se mostraram de grande importância para o dimensionamento hidráulico e mecânico do pavimento. Os valores baixos de taxas de infiltração levaram à adoção de medidas que visam a prevenção de futuras reduções na capacidade de infiltração do solo.

O processo de implantação do dispositivo revelou-se análogo àquele correspondente à implantação de um pavimento convencional, exigindo apenas um maior controle de materiais e sedimentos, de modo a evitar a colmatação precoce do fundo e do revestimento do pavimento. Todos os materiais utilizados na confecção do pavimento em si (excluído o aparato de monitoramento) foram facilmente encontrados no comércio local, com exceção dos

blocos vazados, que tiveram de ser encomendados por não haver demanda corrente do produto.

Da análise do método de dimensionamento hidráulico, verificou-se que a metodologia resulta em um superdimensionamento do reservatório. Os volumes máximos calculados pelo método de dimensionamento, para os eventos reais, mostraram-se superiores àqueles observados para os mesmos eventos. No entanto, a dificuldade de determinação exata das características do solo, assim como a variabilidade das condições de funcionamento dos dispositivos, justificam a adoção de métodos de cálculo com imprecisões a favor da segurança.

O desempenho hidráulico dos pavimentos se mostrou satisfatório, visto que houve um elevado controle do escoamento superficial, com valores de coeficiente de escoamento médios de 5% e 2,3%, respectivamente, para o asfalto poroso e para os blocos vazados. Os dados de armazenamento evidenciaram um bom desempenho hidráulico do pavimento, pois em nenhum dos eventos o armazenamento máximo foi superior a 25% da capacidade de armazenamento, e o tempo de esvaziamento foi sempre inferior ao recomendado na literatura, de 72 horas.

Verificou-se a existência de uma proporcionalidade entre a intensidade de precipitação e a taxa de infiltração no solo do reservatório, sendo ajustada uma curva exponencial para cada tipo de pavimento. As baixas taxas de infiltração durante o esvaziamento observadas (média de 1,0 mm/h) apontam para uma forte necessidade de monitoramento contínuo do nível d'água no reservatório, de modo a se detectar a futura necessidade esvaziamento do volume armazenado.

Durante o período do trabalho, a estrutura física do pavimento apresentou leves sinais de colmatção em áreas isoladas, não apresentando problemas que comprometessem o funcionamento da mesma. A experiência com o dispositivo objeto de estudo evidencia a importância da escolha do local de implantação dos pavimentos permeáveis. Foi necessária uma adaptação do ambiente próximo para minimizar os fatores que levam à colmatção do revestimento. Verificou-se ainda que, além disso, seria necessária uma “campanha” de educação dos usuários do pavimento, no sentido de evitar o depósito de lixo nas proximidades do local.

Apesar de não haver ainda sinais de colmatção irreversível do revestimento, ressalta-se a necessidade de dar início à limpeza do pavimento, pois segundo a literatura, após iniciado o processo de colmatção, esse ocorre de forma rápida, podendo até inutilizar o dispositivo em poucos meses (Schueler, 1987).

O método de dimensionamento pela curva envelope resultou no superdimensionamento do reservatório. Um dimensionamento mais elaborado seria necessário, pois nos dispositivos de infiltração, os custos envolvidos no volume de armazenamento podem ser decisivos para a viabilidade do projeto.

No tocante aos custos envolvidos na construção do pavimento permeável, verificou-se que a implantação do pavimento com blocos vazados possui custos 32% superiores à implantação de um pavimento com blocos intertravados comuns. Já o pavimento permeável com asfalto poroso possui uma implantação 21% mais onerosa que a de um pavimento com asfalto comum. Porém, na análise, não foram incluídos gastos com detenção ou outra forma de controle na fonte, além do custo do aumento no risco de inundação a jusante, ou custos necessários para o incremento da rede a jusante, que deveriam ser contabilizados no projeto de um pavimento convencional. Observou-se que 31% do custo total da obra corresponderam aos gastos relacionados ao reservatório de britas, evidenciando a importância do dimensionamento do reservatório.

De uma forma geral, o pavimento permeável se mostrou uma técnica eficiente e econômica, sendo portanto uma boa alternativa de controle do escoamento superficial na fonte. Assim como a maioria dos dispositivos de infiltração, o pavimento permeável se caracteriza pela multifuncionalidade, apresentando boa integração com o espaço urbano.

## 5.2. Recomendações

Com relação à estrutura estudada no presente trabalho, é fundamental a continuidade do monitoramento do dispositivo, com o intuito de verificar alterações de desempenho ao longo do tempo no revestimento, na capacidade de infiltração do solo e também no tempo de armazenamento d'água no reservatório.

Verificou-se a necessidade de limpeza do revestimento a fim de desacelerar o processo de entupimento dos poros, que levam à perda de eficiência da estrutura.

Embasado em séries maiores de monitoramento, uma modelagem numérica do comportamento do reservatório seria conveniente para embasar futuros projetos, tornando-os mais precisos e confiáveis, podendo levar até a uma redução do coeficiente de segurança e também dos custos de implantação.

O monitoramento da qualidade da água infiltrada é necessário para ajudar a esclarecer questões ainda existentes acerca do risco de poluição do subsolo e do freático.



Para futuras aplicações práticas de pavimentos permeáveis, recomenda-se uma caracterização básica do solo suporte, com determinação da taxa de infiltração do solo saturado, de modo a aproximar a situação de projeto da situação real, e assim tornar o dimensionamento mais preciso, permitindo uma economia na escavação do reservatório.

No caso de pavimentos com contribuição de outras áreas impermeáveis, ressalta-se a necessidade de pré-tratamento da água através da remoção de sedimentos e de partículas sólidas em suspensão.

Espera-se que este trabalho funcione como um incentivo ou impulso inicial na aplicação prática de pavimentos permeáveis, e tenha contribuído para o maior conhecimento dos dispositivos de infiltração.

## **6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- AGRA, S. G. 2001. Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial. 121p. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- ASCE – American Society of Civil Engineering; WEF – Water Environment Federation. 1992. Design and construction of urban stormwater management systems. ASCE Manuals and reports of engineering practice N° 77; WEF Manual of practice FD-20. 724p.
- ARAÚJO, P. R., TUCCI, C. E. M., GOLDENFUM, J. A. 2000. Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial. RBRH – Revista Brasileira dos Recursos Hídricos. Volume 5, n. 3, Jul/Set 2000. 21-29.
- AZEVEDO NETTO, J. M. de; FERNANDEZ, M. F.; ARAUJO, R. de; ITO, A. E. 1998 Manual de Hidráulica. 8ª edição. São Paulo: Edgard Blücher. 669p.
- AZZOUT, Y., BARRAUD, S., CRES, F. N., ALFAKIH, E. 1994.; Techniques alternatives en assainissement pluvial. Paris: Technique et Documentation – Lavoisier. 372 p.
- BALADÈS, J-D.; LEGET, M.; MADIEC, H. 1995. Permeable pavements: pollution management tools. Water Science and Technology, vol. 32, nº1, pp. 49-56.
- BEMFICA, D. C. 1999. Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre. 109pp. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- BERTRAND-KRAJEWSKI, J. L.; LAPLACE, D.; JOANNIS, C; CHEBBO, G. 2000. Mesures en hydrologie urbaine et assainissement. Paris: Technique et Documentation – Lavoisier. 794p.
- BRATTEBO, B.; BOOTH, D. 2003. Long-term stormwater quantity and quality performance of permeable pavement systems. Water Research 37 (2003) 4369-4376.

- CAPUTO, H. P. 1975. Mecânica dos Solos e suas aplicações. Vol. 2. 3ª ed. Rio de Janeiro: LT&C. 456pp.
- CAPUTO, H. P. 1976. Mecânica dos Solos e suas aplicações. Vol. 1. 3ª ed. Rio de Janeiro: LT&C. 242pp.
- CAUDURO, F. A.; DORFMAN, R. 1990. Manual de ensaios de laboratório e de campo para irrigação e drenagem. Porto Alegre: PRONI: IPH/UFRGS. 216pp.
- CHEVALIER, P. 1997. Aquisição e Processamento de Dados. In: TUCCI, C. E. M. (Org.) Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH: EDUSP. Cap. 11, p. 391-442.
- CHOCAT, B. (Coordenador) 1997. Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement. Paris: Tech&Doc. 1136p.
- CIRIA, 1996. Infiltration drainage – Manual of good practice. CIRIA – Construction Industry Research and Information Association – Report 156.
- COSTA JUNIOR, L. L.; BARBASSA, A. P. 2003. Avaliação da aplicabilidade de dispositivos de controle de inundação no lote. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XV, 2003, Curitiba.
- DINIZ, E. V. 1980. Porous Pavement Phase I – Design and operational criteria, Environmental Protection Agency, Report N° EPA-600/2-80-135.
- DUARTE, R. X. M. 2003. Modelação matemática de controle de cheias urbanas com uso de reservatórios de lote. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XV, 2003, Curitiba.
- EPA, 1999. Storm Water Technology Fact Sheet, Porous Pavement. EPA 832-F-99-023 Office of Water, Washington, D.C.
- FACH, S.; GEIGER, W. F.; DIERKES, C. 2002. Development of an assessment procedure for permeable pavements. In: 9<sup>th</sup> International Conference of Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.

- FENDRICH, R. 2003. Detenção concentrada versus distribuída das águas pluviais no controle das cheias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XV, 2003, Curitiba.
- FUJITA, S. 2002. A scenario for the modernization of urban drainage. In: 9th International Conference on Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.
- GENZ, F. 1994. Parâmetros para a previsão e controle de cheias urbanas. 162pp. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.
- HUNT, B.; STEVENS, S.; MAYES, D. 2002. Permeable pavement use and research at two sites in eastern North Carolina. In: 9th International Conference on Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.
- IBGE, 2003. Servidor de mapas. Disponível em: <[www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)> Acessado em: 10 dez.2003.
- KEATING, J. 2001. Porous Pavement. Stormwater Features - The Journal for surface water quality professionals. Volume 2, N. 2, March/April 2001 Desenvolvido por: Forester Communications, Inc. Disponível em: <[http://www.forester.net/sw\\_0103\\_porous.html](http://www.forester.net/sw_0103_porous.html)> Acessado em: 17 jul.2003
- KNAPTON, J.; COOK, I.; MORRELL, D. 2002 A new design method for permeable pavements surfaced with pavers. In: Highways & Transportation. Jan/Fev 2002. Pág. 23-27.
- LAKATOS, E. M.; MARCONI, M. A. 1991. Fundamentos da metodologia científica. 3<sup>a</sup>. Ed. rev. e ampl. São Paulo: Atlas.
- LEGRET, M.; COLANDINI, V. 1999. Effects of a porous pavement with reservoir structure on runoff water: water quality and fate of heavy metals. Water Science and Technology, vol. 39, 2, pp. 111-117.

- LEGRET, M.; NICOLLET, M.; MILODA, P. *et al.* 1999. Simulation of heavy metal pollution from stormwater infiltration through a porous pavement with reservoir structure. Water Science and Technology, vol. 39, 2, pp. 119-125.
- MALYSZ, R.; NÚÑEZ, W. P.; GEHLING, W. Y. Y. *et al.* 2003. Pavimentos Permeáveis: uma alternativa para o controle do escoamento superficial de águas pluviais em vias urbanas. In: Reunião de Pavimentação Urbana, 12<sup>a</sup>. Aracaju.
- MARMIER, F. 1999. Structures reservoirs – Bilan de dix ans à Rezé. RGRA N° 771.
- OLIVEIRA, L. A., SCHNAID, F. 2000. Um novo piezômetro auto-obturador. In: BIC – Seminário Brasileiro de Investigações de Campo. São Paulo. 3v. p. 278-286
- PAGOTTO, C.; LEGRET, M.; LE CROIREC, P. 2000. Comparison of the hydraulic behaviour and the quality of highway runoff water according to the type of pavement. Water Research. Vol. 34, n° 18, pp. 4446-4454.
- PAIGE, J., STONE, J. 2003. Infiltrations and runoff: point and plot scale. In: 1<sup>st</sup> Interagency Conference on Research in the Watersheds. Conference proceedings. U. S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service. Disponível online: [www.tucson.ars.ag.gov/icrw/proceedings.htm](http://www.tucson.ars.ag.gov/icrw/proceedings.htm); acessado em: 22/02/2005
- PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Departamento de Esgotos Pluviais. 2000. Plano Diretor de drenagem urbana: Manual de drenagem urbana. Porto Alegre.
- PORTO, R. 1995. Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. (organizadores). Drenagem Urbana. ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. Porto Alegre.
- PRATT, C. J.; NEWMAN, A. P.; BOND, P. C. 1999. Mineral oil bio-degradation within a permeable pavement: long term observations. Water Science and Technology, vol. 39, 2, pp. 103-109.
- PRATT, C. J. 1999. Use of permeable, reservoir pavement constructions for stormwater treatment and storage for re-use. Water Science and Technology, vol 39, n° 5, pp 145-151.

- RAIMBAULT, G.; ANDRIEU, H.; BERTHIER, E.; JOANNIS, C.; LEGRET, M. 2002. Infiltration des eaux pluviales à travers les surfaces urbaines – Des revêtements imperméables aux structures-réservoirs In: Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 238-Maio-Junho 2002 pp 39-50
- REININGA, K.; MACDONALD, A. 2002. Case study in simulating the effectiveness of Low Impact Development techniques for protecting stream corridors. In: 9th International Conference on Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.
- ROMMEL, M.; RUS, M.; ARGUE, J.; JOHNSTON, L.; PEZZANITI, D. 2001. Carpark with “1 to 1” (impervious/permeable) paving: performance of “Formpave” blocks. NOVATECH'2001. 807-814.
- RUSHTON, B. 2002. Enhanced parking lot design for stormwater treatment. In: 9th International Conference on Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.
- SCHLÜTER, W.; SPITZER, A.; JEFFERIES, C. 2002. Performance of three sustainable drainage systems in East Scotland. In: 9th International Conference on Urban Drainage Drainage – Global Solutions for Urban Drainage. Oregon, USA.
- SCHUELER, T., 1987. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs.
- SCHUELER, T.; KUMBLE, P. A.; HERATY, M. A. 1992. A current assessment of urban best management practices – Techniques for reducing non-point source pollution in the coastal zone. U. S. Environmental Protection Agency. Washington, DC
- SILVEIRA, A. L. L. 2003. Pré-dimensionamento hidrológico de pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, XV, 2003, Curitiba.
- SOUZA, V. C. 2002. Estudo Experimental de Trincheiras de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial. Tese de Doutorado. 127 pp. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

- SOUZA, V. C., CRUZ, M. A. e ARAÚJO, P. R. 2001. Control of urban runoff at source in the Moinho Basin Porto Alegre, Brasil. NOVATECH' 2001. 1019-1022
- STONE, J., PAIGE, G. 2003. Variable rainfall intensity rainfall Simulator experiments on semi-arid rangelands. In: 1<sup>st</sup> Interagency Conference on Research in the Watersheds. Conference proceedings. U. S. Department of Agriculture, Agricultural Research Service. Disponível online: [www.tucson.ars.ag.gov/icrw/proceedings.htm](http://www.tucson.ars.ag.gov/icrw/proceedings.htm); acessado em: 22/02/2005
- SUDERHSA. 2002. Manual de drenagem urbana – Região metropolitana de Curitiba/PR. SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Versão para revisão final. Não publicado.
- TOPP, G. C. e DAVIS, J. L. 1985a. Time-domain reflectometry (TDR) and its application to irrigation scheduling. In: Hillel, D., ed. Advances in Irrigation, Academic Press, Orlando, Vol. 3, pp. 107-127.
- TOPP, G. C. e DAVIS, J. L. 1985b. Measurement of soil water content using time-domain reflectometry (TDR): a field evaluation. Soil Science Society of América Journal, Vol. 49, pp. 19-24.
- TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. 1995. Controle do Impacto da Urbanização. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. (organizadores). Drenagem Urbana. ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M. 1997a. Escoamento Superficial. In: TUCCI, C. E. M. (Org.) Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH: EDUSP. Cap. 11, p. 391-442.
- TUCCI, C. E. M. 1997b. Vazão máxima e hidrograma de projeto. In: TUCCI, C. E. M. (Org.) Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH: EDUSP. Cap. 11, p. 391-442.
- TUCCI, C. E. M. 2002. Gerenciamento da Drenagem Urbana. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 7 n. 1 Jan/Mar. pp 5-27.

- UDFCD. 2002. Drainage Criteria Manual (V. 3). Structural Best Management Practices. Urban Drainage and Flood Control District, Denver. pp. S-13 – S-26.
- UWRC. 2004. Urban Water Resources Centre. Desenvolvida por: University of South Australia. Disponível em: <[www.unisa.edu.au/uwrc/project.htm](http://www.unisa.edu.au/uwrc/project.htm)> Acesso em: 09 mar.2004.
- URBONAS, B.; STAHRÉ, P. 1993. Stormwater Best Management Practices and Detention. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.
- VARGAS, M. 1977. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo, MacGraw-Hill do Brasil: Ed. da Universidade de São Paulo.
- WATANABE, S.; 1995. Study on storm water control by permeable pavement and infiltration pipes. Water Science and Technology, vol. 32, 1, pp. 25-32.
- YANG, J.; JIANG, G. 2003. Experimental study on properties of pervious concrete pavement materials. Cement and Concrete Research 33 381-386
- ZAHED, K. F., MARCELLINI, S. S. 1995. Precipitações Máximas. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R. L.; Barros, M. T. (organizadores). Drenagem Urbana. ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. Porto Alegre.



## **7. ANEXO – ANÁLISE DETALHADA DE ALGUNS EVENTOS**

A seguir são apresentados seis eventos selecionados, por suas características representativas dos demais, ou por particularidades ocorridas durante o evento. Em cada um deles, comenta-se o comportamento do reservatório, e é feita uma tabela com suas principais características, tais como:

- Data de início da chuva;
- Duração da precipitação (t);
- Precipitação total (P);
- Intensidade média da precipitação (i);
- Tempo de retorno da precipitação ( $T_r$ );
- Coeficiente de escoamento do revestimento para os Lados A e B (C);
- Volume máximo armazenado para os Lados A e B ( $V_{max}$ );
- Tempo de armazenamento para os Lados A e B ( $T_{arm.}$ );
- Volume de esvaziamento do reservatório para os Lados A e B ( $V_{esv}$ );
- Tempo de esvaziamento do reservatório para os Lados A e B ( $T_{esv}$ );
- Taxa de infiltração durante o esvaziamento para os Lados A e B (Inf).

Também são mostrados os gráficos de armazenamento juntamente com a precipitação.

### **Evento do dia 14/05/2004**

O evento iniciado no dia 14 de maio de 2004 constituiu-se de duas pancadas de chuva distintas, separadas entre si por um período de 17 horas, totalizando 22,6mm de precipitação em 28h26min. As duas pancadas foram consideradas como pertencentes a um mesmo evento porque entre uma pancada e outra, o reservatório do Lado B ficou vazio por um período de 7 horas. Esse tempo é inferior àquele considerado como mínimo para separar dois eventos subseqüentes.

Na Tabela 7.1 a seguir, encontra-se o resumo com as principais características do evento.

Tabela 7.1. Resumo do evento de 14/05/2004.

		Lado A	Lado B
<b>Data</b>	14/05/2004	<b>C</b>	0,8%
<b>t</b>	28:26	<b>V<sub>max</sub></b>	0,2m <sup>3</sup>
<b>P</b>	22,6mm	<b>T<sub>arm</sub></b>	09:56
	2,98m <sup>3</sup>	<b>V<sub>esv</sub></b>	1,02m <sup>3</sup>
<b>i</b>	0,8mm/h	<b>T<sub>esv</sub></b>	2:51
<b>Tr</b>	-	<b>Inf</b>	2,3mm/h

O tempo de retorno do evento foi bastante baixo, de menos de um mês. O volume máximo armazenado no reservatório do Lado A foi de 0,2m<sup>3</sup>, menor que o do Lado B, que foi de 1,2m<sup>3</sup>. A Figura 7.1 a seguir contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

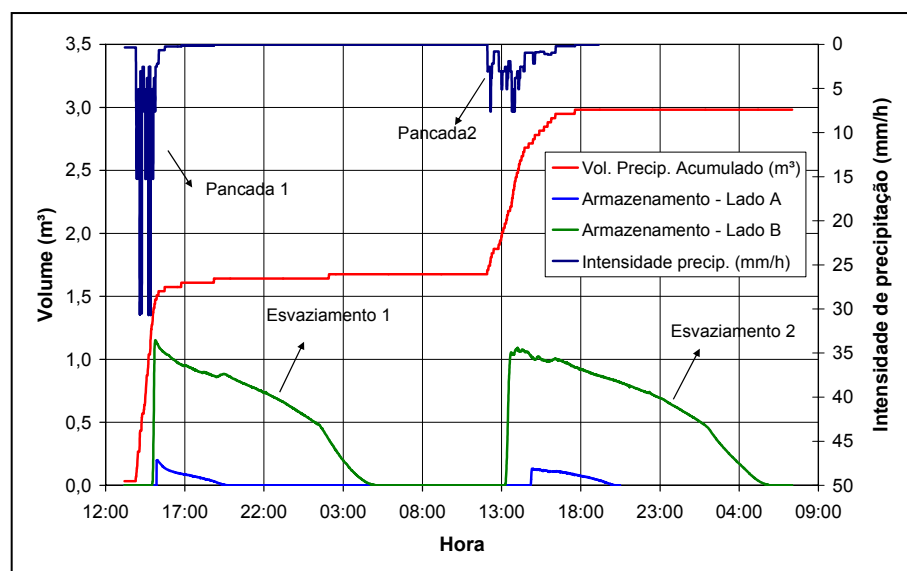


Figura 7.1. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 14 de maio de 2004.

Pelo gráfico da Figura 7.1, percebem-se as pancadas de chuva identificadas como Pancadas 1 e 2, a estiagem de 17 horas, assim como o intervalo entre os armazenamentos no reservatório do Lado B, de 7 horas.

Analisando-se o gráfico, verifica-se a diferença entre os armazenamentos nos reservatórios dos Lados A e B. O primeiro trecho de precipitação correspondeu a um volume precipitado de 1,6m<sup>3</sup>, e o volume máximo armazenado pelo reservatório do Lado A foi de 0,2m<sup>3</sup>, enquanto que no do Lado B foi de 1,2m<sup>3</sup>. No segundo trecho do gráfico, o volume máximo armazenado pelo reservatório do Lado A foi de 0,1m<sup>3</sup>, enquanto que no do Lado B foi de 1,1m<sup>3</sup>, sendo que a precipitação nesse período foi de 1,3m<sup>3</sup>.

A taxa de infiltração no reservatório do Lado A foi de 2,3mm/h durante o Esvaziamento 1 e 2,2mm/h durante o Esvaziamento 2. Já no Lado B, a taxa foi de 1,2mm/h para o trecho de esvaziamento 1, e 0,9mm/h para o trecho 2.

Observa-se que para ambos lados do pavimento, a taxa de infiltração durante o Esvaziamento 1 foi maior que aquela durante o Esvaziamento 2. E para ambos os esvaziamentos, a infiltração no Lado A foi maior que aquela do Lado B.

### **Evento do dia 10/06/2004**

Esse evento apresentou precipitação de 83,1mm. A chuva se caracterizou por pancadas fortes, de até 59mm/h, e teve uma primeira duração de 7 horas, seguida de um intervalo de estiagem de 3 horas, e novas pancadas ainda mais fortes, de até 88mm/h, por mais 3 horas. A duração total da chuva foi de 13h55min. A intensidade média de precipitação de 6mm/h foi a maior entre os eventos analisados, assim como o tempo de retorno de 8 anos.

A pancada máxima de 180 minutos teve tempo de retorno de 2 anos, conforme pode ser observado na Figura 4.7.

O coeficiente de escoamento superficial para o pavimento no Lado A (revestimento asfáltico poroso) foi de 5%, e para o Lado B (revestimento com blocos vazados) foi de 1%.

Na Tabela 7.2 a seguir, observam-se as principais características do evento.

Tabela 7.2. Resumo do evento de 10/06/2004.

		<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>
<b>Data</b>	10/06/2004	<b>C</b>	5%
<b>t</b>	13:55	<b>V<sub>max</sub></b>	1,52m <sup>3</sup>
<b>P</b>	83,1mm	<b>T<sub>arm</sub></b>	13:08
	11m <sup>3</sup>	<b>V<sub>esv</sub></b>	0,91m <sup>3</sup>
<b>i</b>	5,97mm/h	<b>T<sub>esv</sub></b>	4:46
<b>Tr</b>	7,88 anos	<b>Inf</b>	3,32mm/h
			0,62mm/h

O gráfico da Figura 7.2 a seguir contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

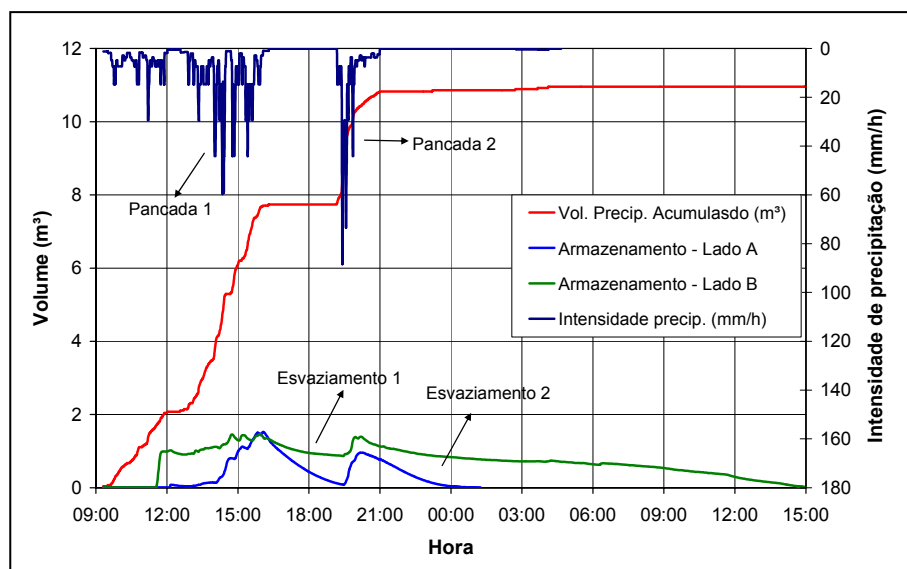


Figura 7.2. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 10 de junho de 2004.

Observando-se a Figura 7.2, identifica-se facilmente as duas pancadas de chuva, identificadas como Pancadas 1 e 2, descritas em parágrafo anterior, separadas por um intervalo de aproximadamente 3 horas. Nota-se que o Lado B iniciou o acúmulo d'água antes do lado A, e atingiu valores superiores de armazenamento durante quase todo o evento.

Verifica-se que durante a primeira estiagem, ocorreu uma baixa no nível de ambos os reservatórios, trecho indicado como Esvaziamento 1, no gráfico. Para o Esvaziamento 1, a taxa de infiltração calculada para o Lado A foi de 4,3mm/h e para o Lado B foi de 0,86mm/h.

Os reservatórios iniciaram a fase de esvaziamento antes do final da chuva. Porém, foi caracterizado o Esvaziamento 2 dos reservatórios apenas depois de terminada a chuva, pois a taxa de infiltração foi considerada somente durante o esvaziamento puro (infiltração livre de precipitação). Durante o Esvaziamento 2, a taxa de infiltração para o Lado A do pavimento foi de 3,32mm/h, e para o Lado B foi de 0,62mm/h.

Observa-se que para ambos lados do pavimento, a taxa de infiltração durante o Esvaziamento 1 foi maior que aquela durante o Esvaziamento 2. E para ambos os esvaziamentos, a infiltração no Lado A foi maior que aquela do Lado B.

### Evento do dia 03/07/2004

Este evento caracterizou-se por iniciar com uma pancada muito intensa, de curta duração, que chegou a atingir tempo de retorno de mais de 25 anos, para a pancada de 5 minutos numa intensidade de 140mm/h. Na Figura 4.7, pode-se observar a distribuição do tempo de retorno dessa precipitação em comparação com a curva IDF local, para várias durações.

A primeira pancada teve uma duração de 48 minutos, um total de 22mm e intensidade média de 27mm/h, e foi seguida por um período de estiagem de aproximadamente 5 horas. A estiagem foi seguida por uma pequena pancada de 1,5mm e 41 minutos de duração, com intensidade média de 1,8mm/h.

A Tabela 7.3 contém as principais características do evento.

Tabela 7.3. Resumo do evento de 03/07/2004.

		Lado A	Lado B
<b>Data</b>	03/07/2004	<b>C</b>	1,8%
<b>t</b>	6:39	<b>V<sub>max</sub></b>	0,2m <sup>3</sup>
<b>P</b>	24,4mm	<b>T<sub>arm</sub></b>	4:51
	3,22m <sup>3</sup>	<b>V<sub>esv</sub></b>	0,2m <sup>3</sup>
<b>i</b>	3,67mm/h	<b>T<sub>esv</sub></b>	4:30
<b>Tr</b>	0,05 ano	<b>Inf</b>	1,2mm/h

Verifica-se pela tabela anterior que o tempo de retorno médio da precipitação foi de 0,05 ano, apesar de terem ocorrido pancadas bastante intensas. Isso se deve ao período de estiagem, que foi contabilizado no cálculo do tempo de retorno do evento como um todo.

Observa-se que o coeficiente de escoamento superficial foi praticamente igual para ambos os lados do pavimento. O volume máximo armazenado e o tempo de armazenamento foi maior no reservatório do Lado B, que no do Lado A. Essa diferença de comportamento pode ser observada pelo gráfico da Figura 7.3, que contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

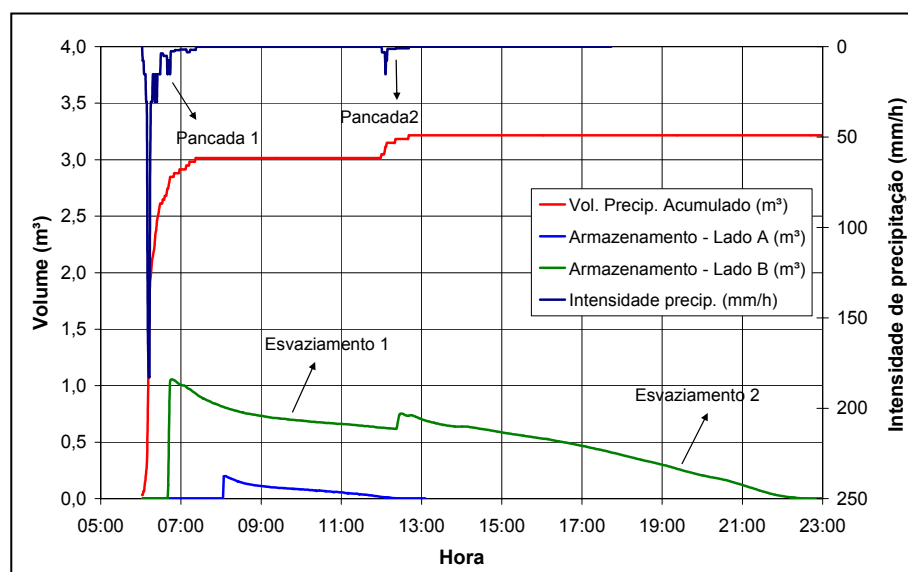


Figura 7.3. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 3 de julho de 2004.

Pelo gráfico, verifica-se que o reservatório do Lado A apresentou acúmulo de água apenas em resposta à primeira pancada de chuva, com uma defasagem de 2 horas. O volume máximo armazenado foi de  $0,19\text{m}^3$ , sendo que o mesmo iniciou o esvaziamento logo em seguida, com uma taxa de infiltração de  $1,2\text{mm/h}$ .

O reservatório do Lado B iniciou o acúmulo d'água com uma defasagem de 40 minutos com relação ao início da chuva, e atingiu o volume máximo de armazenamento de  $1\text{m}^3$  em 10 minutos. Logo depois, foi iniciado o esvaziamento, a uma taxa média de  $0,4\text{mm/h}$ . À segunda pancada de chuva (de  $1,5\text{mm}$  e  $0,2\text{m}^3$ ), o reservatório subiu de nível em  $0,1\text{m}^3$ , com uma defasagem de 20 minutos. Ao final da chuva, o reservatório esvaziou com uma taxa média de infiltração de  $1,1\text{mm/h}$ .

Para esse evento, a taxa de infiltração durante o esvaziamento, para o reservatório do Lado B, foi menor no primeiro trecho de esvaziamento, que no segundo.

#### Evento do dia 14/07/2004

Esse evento se caracterizou por apresentar uma série de sete pancadas de chuva, intercaladas com estiagens, totalizando  $35,6\text{mm}$  de precipitação em 26 horas. A intensidade média de precipitação ficou em  $1,36\text{mm/h}$ , e o tempo de retorno foi bastante baixo. Na Tabela 7.4 a seguir podem ser observadas as características do evento.

Tabela 7.4. Resumo do evento de 14/07/2004.

		<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>
<b>Data</b>	14/07/2004	<b>C</b>	7,3%
<b>t</b>	26:07	<b>V<sub>max</sub></b>	$0,2\text{m}^3$
<b>P</b>	$35,6\text{mm}$	<b>T<sub>arm</sub></b>	27:58
	$4,69\text{m}^3$	<b>V<sub>esv</sub></b>	$0,15\text{m}^3$
<b>i</b>	$1,36\text{mm/h}$	<b>T<sub>esv</sub></b>	4:25
<b>Tr</b>	0,04 ano	<b>Inf</b>	$1,13\text{mm/h}$
			$0,75\text{mm/h}$

Verifica-se pela tabela anterior, que as grandezas referentes ao armazenamento indicam uma menor taxa de infiltração do solo no reservatório do lado B. O volume máximo armazenado e o tempo de armazenamento são maiores nesse reservatório que no do Lado A. Assim, conforme o esperado, a taxa de infiltração durante o esvaziamento para o Lado A foi maior que aquela no Lado B.

A figura a seguir contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

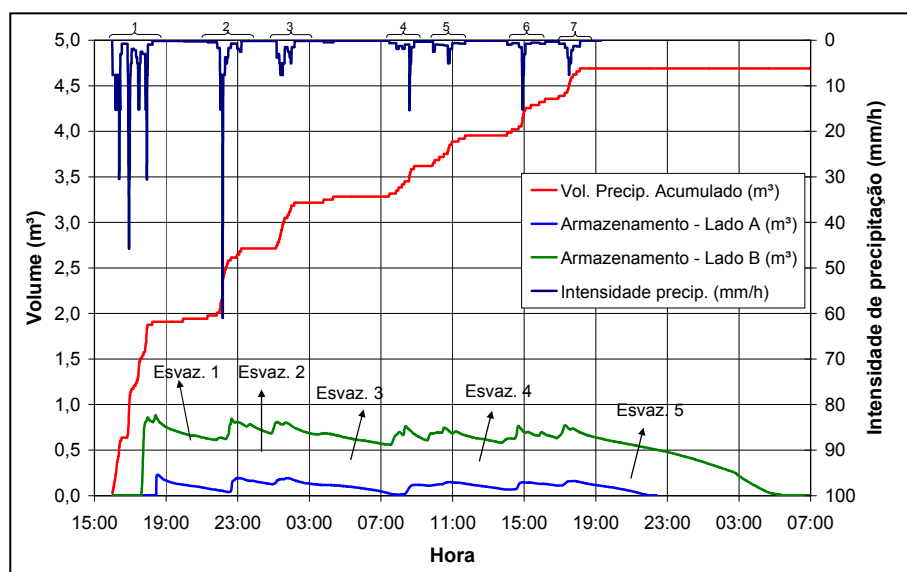


Figura 7.4. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 14 de julho de 2004.

Pela figura acima se percebem as pancadas de chuva, e a resposta dos reservatórios às mudanças de intensidade da chuva. A defasagem entre o início da precipitação e o enchimento do reservatório do lado A foi de 2h30min, já no reservatório B foi de 1h40min. Verifica-se uma diferença de comportamento entre os dois reservatórios, pois o reservatório do Lado B apresenta sempre valores mais altos de armazenamento em comparação ao reservatório A. Verifica-se também uma estabilidade maior nos valores do Lado A, com picos de armazenamento mais “arredondados” em comparação ao Lado B.

Foram calculadas as taxas de infiltração durante os 5 trechos de esvaziamento indicados no gráfico. Na Tabela 7.5 a seguir, constam os valores das taxas de infiltração calculados para os trechos.

Tabela 7.5. Valores das taxas de infiltração durante esvaziamentos para o evento de 14 de junho de 2004.

	Lado A	Lado B
Esvaziamento 1	0,89	0,49
Esvaziamento 2	0,67	0,70
Esvaziamento 3	0,93	0,33
Esvaziamento 4	0,70	0,35
Esvaziamento 5	1,13	0,75

Pela tabela, observa-se que na maioria dos trechos de esvaziamento, a taxa de infiltração foi maior no Lado A que no Lado B. Não se verificou tendência de redução ou aumento da taxa de infiltração ao longo dos trechos de esvaziamento.

### Evento do dia 30/07/2004

O evento do dia 30 de julho de 2004 teve um total de 55,1mm precipitados ao longo de 39 horas e meia, com uma intensidade média de 1,39mm/h e tempo de retorno de 3 meses. Os reservatórios não atingiram níveis muito altos, possivelmente devido à pequena quantidade de picos de chuva com maior intensidade. Apesar da grande duração do evento chuvoso, de quase 40 horas, as maiores pancadas do evento concentraram-se nas primeiras 10 horas.

A Tabela 7.6 apresenta as principais características do evento.

Tabela 7.6. Resumo do evento de 30/07/2004.

		<b>Lado A</b>	<b>Lado B</b>
<b>Data</b>	30/07/2004	<b>C</b>	9,5%      0%
<b>t</b>	39:33	<b>V<sub>max</sub></b>	0,18m <sup>3</sup> 0,73m <sup>3</sup>
<b>P</b>	55,1mm	<b>T<sub>arm</sub></b>	30:14      45:31
	7,27m <sup>3</sup>	<b>V<sub>esv</sub></b>	0,05m <sup>3</sup> 0,64m <sup>3</sup>
<b>i</b>	1,39	<b>T<sub>esv</sub></b>	2:23      13:49
<b>Tr</b>	0,21 ano	<b>Inf</b>	1,25mm/h      0,69mm/h

Pela tabela acima verifica-se que o coeficiente de escoamento superficial foi nulo para o revestimento do Lado B, e de 9,5% para o revestimento do Lado A. Este evento foi o que apresentou o maior coeficiente de escoamento superficial para o Lado A, apesar de não ter sido a maior chuva, seja em total precipitado, seja em intensidade. Uma provável justificativa para o escoamento superficial elevado (em comparação aos demais eventos), seria o fato de se tratar de uma chuva de grande duração, com uma intensidade razoável.

A Figura 7.5 a seguir contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

Observando-se o gráfico, percebe-se que os reservatórios iniciaram o acúmulo d'água apenas após as pancadas mais intensas, com uma defasagem com relação a essas de 4 horas para o Lado B, e de 5 horas para o Lado A.

Foi identificado um trecho de esvaziamento, indicado como Esvaziamento na Figura 7.5, após a última pancada de 15mm/h. Para o reservatório do Lado A, a taxa de infiltração foi de 2,53mm/h, e para o Lado B, foi de 1,05mm/h. Após o término da precipitação, ambos os reservatórios iniciaram o esvaziamento. Para o Lado A, o esvaziamento teve duração de 2h23min, e ocorreu a uma taxa de 1,25mm/h; e para o Lado B, a duração foi de 13h59min, e a taxa de infiltração foi de 0,69mm/h.



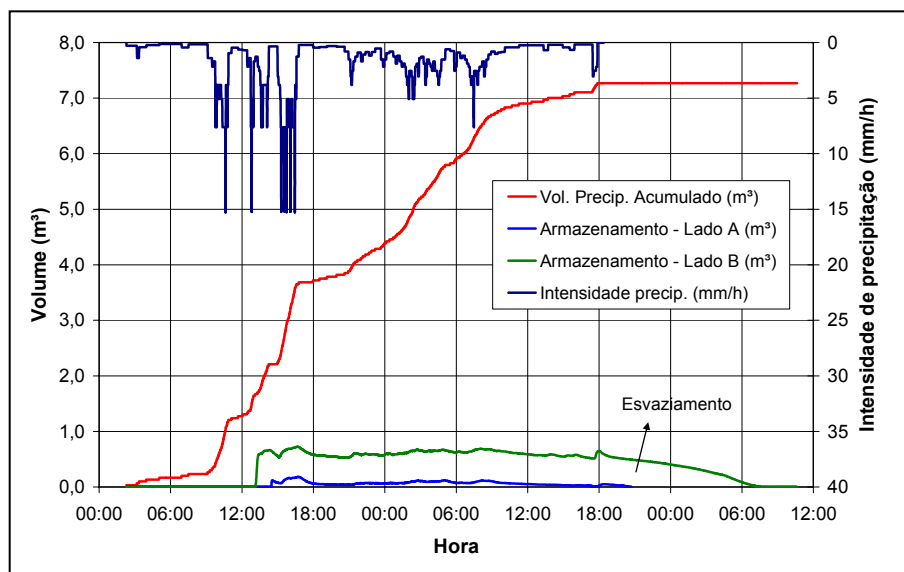


Figura 7.5. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 30 de julho de 2004.

### Evento do dia 06/08/2004

A precipitação do evento de 06 de agosto de 2004 teve início às 15h, e duração de quase 14 horas. O total precipitado foi de 23,6mm, o que corresponde a um volume de 3,12m<sup>3</sup>. As pancadas foram bem distribuídas ao longo do tempo, sem períodos de estiagem.

A Tabela 7.7 apresenta as principais características do evento.

Tabela 7.7. Resumo do evento de 06/08/2004.

		Lado A	Lado B
<b>Data</b>	06/08/2004	<b>C</b> 4,2%	0%
<b>t</b>	13:50	<b>V<sub>max</sub></b> 0,12m <sup>3</sup>	0,66m <sup>3</sup>
<b>P</b>	23,6mm	<b>T<sub>arm</sub></b> 8:41	21:40
	3,12m <sup>3</sup>	<b>V<sub>esv</sub></b> 0,02m <sup>3</sup>	0,51m <sup>3</sup>
<b>i</b>	1,71mm/h	<b>T<sub>esv</sub></b> 1:15	11:15
<b>Tr</b>	0,01 ano	<b>Inf</b> 2,14mm/h	0,88mm/h

O coeficiente de escoamento superficial do pavimento revestido em asfalto poroso (Lado A) foi de 4,2%, enquanto que o do revestido com blocos vazados (Lado B), não apresentou escoamento superficial.

A Figura 7.6 a seguir contém as curvas de armazenamento para ambos os reservatórios, a curva de volume de precipitação acumulado e a intensidade de precipitação.

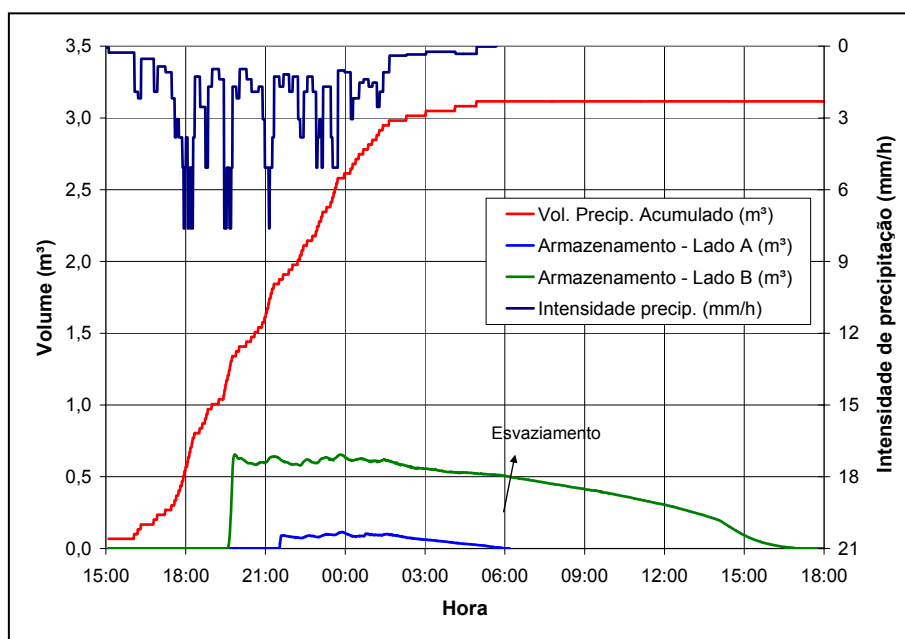


Figura 7.6. Curvas de armazenamento e precipitação do evento de 6 de agosto de 2004.

O armazenamento teve início, no reservatório do Lado B, 4 horas após o início da precipitação, e no do Lado A, 6 horas após o início da precipitação. Como não houve estiagens durante a chuva, os trechos de redução no armazenamento são todos devidos a períodos de intensidade de precipitação inferiores à capacidade de infiltração do solo.

Ao término da chuva, ambos os reservatórios iniciaram o esvaziamento, sendo que no Lado A, calculou-se uma taxa de infiltração de 2,14mm/h, e para o Lado B, a taxa foi de 0,88mm/h.