

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PAVIMENTO PERMEÁVEL COM SUPERFÍCIE EM BLOCOS DE  
CONCRETO DE ALTA POROSIDADE**

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**TARSO LUÍS DE SALES**

Florianópolis, outubro de 2008.

## FICHA CATALOGRÁFICA

Sales, Tarso Luís de.

Pavimento Permeável com Superfície em Blocos de Concreto de Alta Porosidade. Florianópolis, S.C., 2008, 173p.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina.

Departamento de Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Leto Momm

Co-orientador: Dr. Orlando Martini de Oliveira

Defesa: 10/2008

1. Blocos em concreto de alta porosidade; 2. Drenagem superficial de pavimentos; 3. Pavimentos permeáveis. I. Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil. II.t.

# **PAVIMENTO PERMEÁVEL COM SUPERFÍCIE EM BLOCOS DE CONCRETO DE ALTA POROSIDADE**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e, aprovada, ata da sessão nº 527<sup>a</sup>, em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC - da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

Prof. Dr. Leto MOMM (Orientador)  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Glicério Trichês  
Coordenador do Curso do PPGEC - UFSC

## **Comissão Examinadora**

Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira (Co-orientador)  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Dra. Liédi Legi Bariani Bernucci  
Departamento de Engenharia de Transportes - EPUSP

Dr. Antonio Fortunato Marcon  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Dr. Marciano Maccarini  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Florianópolis, 22 de outubro de 2008.

***Dedicatória:***

*À minha esposa Alice e ao meu filho Arthur,  
pela paciência e companheirismo.  
Ao meu pai João e minha mãe Teresinha (in memoriam),  
Ao meu avo Severiano e minha avó Luessi (in memoriam),  
pelo incentivo na batalha diária em busca de uma realização.*

## **Agradecimentos**

---

Ao professor Leto Momm, pela orientação na elaboração e desenvolvimento do tema proposto, pelo auxílio e incentivo no decorrer dos estudos e pela paciência na espera da obtenção dos resultados.

Ao professor Orlando Martini de Oliveira, pela busca da constante melhora no processo de desenvolvimento e obtenção dos resultados da pesquisa.

Aos professores Antonio Fortunato Marcon, Glicério Trichês e Marciano Maccarini cujos ensinamentos foram fundamentais para minha formação como mestre em Engenharia Civil.

Aos colegas e amigos da pós-graduação Bianca Merllin, Breno Barra, Candido Astrana, Cherli Dominghini, Geovane Gomes, Gerson, Gustavo Otto, Juliana Corrêa, Karina Lopes, Rodrigo e Sara pelo companheirismo e amizade.

Aos funcionários da UFSC em especial ao técnico Edi e a secretária Marinéia.

Aos meus familiares Ademar Gobbi, Renata Gobbi e Roseni Gobbi pelo auxílio, incentivo e presença constante em todos os momentos.

Ao CNPq pela bolsa de estudos a mim confiada.

Por fim, a todos que de alguma forma auxiliaram na elaboração desta pesquisa.

**MUITO OBRIGADO!**

# Índice

---

<b>Lista de Figuras</b> .....	iv
<b>Lista de Tabelas</b> .....	vii
<b>Resumo</b> .....	ix
<b>Abstract</b> .....	x
<b>Capítulo 1 – Introdução</b> .....	1
1.1 – Pavimentos Permeáveis .....	2
1.1.1 – Princípio de Funcionamento.....	3
1.2 – Objetivo do Trabalho .....	4
1.3 – Limitações da Pesquisa .....	4
1.4 – Importância do Tema .....	5
1.5 – Procedimentos para Alcançar o Objetivo .....	7
1.6 – Organização do Trabalho .....	11
<b>Capítulo 2 – Revisão da Literatura</b> .....	12
2.1 – Percolação da água nos solos .....	12
2.1.1 – Regime de escoamento nos solos .....	12
2.1.2 – Lei de Darcy .....	13
2.1.3 – Velocidade da água no solo.....	15
2.1.4 – Valores de Coeficientes de permeabilidade .....	16
2.1.5 – Fatores que influenciam na permeabilidade .....	17
2.1.6 – Infiltração .....	20
2.2 – Métodos utilizados na determinação da permeabilidade dos solos em campo e em laboratório ..	25
2.2.1 – Ensaios de permeabilidade nos solos .....	25
2.2.2 – Classificação dos ensaios .....	25
2.2.3 – Métodos indiretos para determinação da permeabilidade dos solos .....	26
2.2.4 – Validade dos ensaios de permeabilidade .....	27
2.2.5 – A prática dos ensaios em campo .....	28
2.2.6 – A prática dos ensaios em laboratório .....	32
2.3 – Métodos utilizados na determinação da permeabilidade de superfícies e estruturas de pavimentos .....	36
2.3.1 – Ensaios de permeabilidade para pavimentos em campo .....	36
2.3.2 – Ensaios de permeabilidade para pavimentos em laboratório .....	40
2.4 – Estudo das chuvas e vazões de enchente .....	44
2.4.1 – Medição discretizada das chuvas .....	44
2.4.2 – Tipos de séries .....	44
2.4.3 – Distribuição de frequência .....	45
2.4.4 – Períodos de retorno.....	45
2.4.5 – Intensidades de chuvas em Florianópolis.....	46
2.4.6 – Histórico de precipitações totais mensais em Florianópolis.....	47
2.4.7 – Estimativa de vazões de enchentes pelo Método Racional .....	49
2.5 – Peças de concreto para pavimentação .....	50
2.5.1 – Resistência à compressão .....	50
2.6 – Os Pavimentos permeáveis.....	53
2.6.1 – Tipos de blocos para estruturas permeáveis .....	53
2.6.2 – Camadas de um pavimento permeável com superfície em blocos de concreto poroso.....	55

2.7 - Classificação dos pavimentos quanto ao tipo de tráfego .....	64
2.8 – Dimensionamento de Pavimentos em Blocos (Método da PCA).....	65

### **Capítulo 3 – Descrição dos Métodos e Ensaios de Laboratório.....67**

#### **Primeira etapa**

3.1 – Estudo do subleito .....	67
3.2 – Análise dos materiais utilizados e das diferentes granulometrias .....	69
3.2.1 – Cimento .....	69
3.2.2 – Agregados .....	70
3.2.3 – Curvas granulométricas.....	71
3.2.4 – Moldagem dos corpos de prova .....	74
3.2.5 – Permeabilidade saturada.....	77
3.2.6 – Vazios comunicantes.....	83
3.2.7 – Resistência à compressão .....	86
3.2.8 – Curva granulométrica adotada para o estudo da segunda etapa.....	89

#### **Segunda etapa**

3.3 – Moldagem dos corpos de prova .....	90
3.3.1 – Permeabilidade saturada.....	90
3.3.2 – Vazios comunicantes.....	91
3.3.3 – Densidade aparente .....	91
3.3.4 – Ensaio Cántabro .....	94
3.4 – Moldagem dos blocos.....	96
3.4.1 – Formas utilizadas para moldagem dos blocos .....	100
3.4.2 – Resistência à compressão para os blocos .....	100
3.5 – Estudo da camada de Base .....	102
3.5.1 – Curvas granulométricas.....	102
3.5.2 – Permeabilidade saturada.....	105
3.5.3 – Escolha da granulometria da base .....	106
3.5.4 – Ensaio de compactação para camada de base .....	107
3.6 – Estudo da camada de assentamento .....	107
3.6.1 – Granulometria para camada de assentamento .....	107
3.6.2 – Permeabilidade para camada de assentamento.....	109
3.6.3 – Ensaio de compactação para camada de assentamento .....	110
3.6.4 – Escolha da granulometria para camada de assentamento.....	110
3.7 – Estudo do material de rejunte.....	110
3.8 – Dimensionamento da estrutura teste .....	111
3.9 – Estudos realizados no simulador de chuvas .....	112
3.9.1 – Montagem do simulador de chuvas.....	112
3.9.2 – Calibração do simulador de chuvas.....	116
3.9.3 – Quantitativo dos materiais usados na estrutura teste.....	119
3.9.4 – Compactação das camadas .....	119
3.9.5 – Ensaios realizados no simulador de chuvas .....	128

<b>Capítulo 4 – Análise dos Resultados</b> .....	131
4.1 – Análise dos resultados obtidos na primeira etapa dos ensaios .....	131
4.1.1 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e a permeabilidade .....	131
4.1.2 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e o índice de vazios.....	133
4.1.3 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e a resistência à compressão .....	134
4.2 – Análise dos resultados obtidos na segunda etapa dos ensaios.....	135
4.2.1 – Relação entre permeabilidade e índice de vazios .....	135
4.2.2 – Relação entre %p200 e permeabilidade da Base (brita graduada) .....	137
4.2.3 – Relação granulometria x permeabilidade (assentamento).....	138
4.3 – Análise da estrutura teste.....	139
4.3.1 – Permeabilidade perpendicular à estratificação da estrutura teste .....	139
4.3.2 – Cálculo dos vazios das camadas da estrutura teste.....	139
4.4 – Ensaio no simulador de chuvas.....	140
4.4.1 – Volume precipitado sobre a estrutura.....	140
4.4.2 – Vazão de escoamento superficial .....	141
4.4.3 – Vazão de infiltração na estrutura.....	144
4.4.4 – Comportamento dos volumes acumulados.....	148
4.4.5 – Capacidade de infiltração .....	153
<b>Capítulo 5 – Conclusões</b> .....	160
5.1 – Primeira etapa dos ensaios .....	160
5.2 – Segunda etapa dos ensaios .....	160
5.2.1 – Estrutura teste.....	161
5.2.2 – Ensaio no simulador de chuvas.....	161
5.2.3 – Capacidade de infiltração .....	162
5.3 – Recomendações para futuras pesquisas.....	163
<b>Referências Bibliográficas</b> .....	164
<b>Anexos</b> .....	167



## Lista de Figuras

---

Figura 1.1 – Pavimento permeável, superfície em concreto ou asfalto poroso.....	2
Figura 1.2 – Pavimento permeável com superfície de blocos porosos ou vazados .....	3
Figura 1.3 – Fluxograma dos Procedimentos .....	10
Figura 2.1 – Resultados obtidos na experiência de Reynolds.....	12
Figura 2.2 – Água percolando em um permeâmetro.....	14
Figura 2.3 – Velocidades de percolação e de fluxo .....	15
Figura 2.4 – Intervalos de variação de “K” para diferentes solos.....	16
Figura 2.5 – Fluxo nas direções Horizontal (a) e Vertical (b) .....	19
Figura 2.6 – Capacidade de infiltração em função do tempo e relação da VI com TA .....	22
Figura 2.7 – Permeabilidade “in situ” (Open-end-test) .....	30
Figura 2.8 – Permeâmetro de carga constante .....	34
Figura 2.9 – Permeâmetro de carga variável .....	36
Figura 2.10 – Esquema do permeâmetro de carga variável .....	37
Figura 2.11 – Esquema do permeâmetro de carga constante.....	39
Figura 2.12 – Ensaio de infiltração baseado no método do duplo anel .....	40
Figura 2.13 – Equipamento para medir permeabilidade do concreto poroso .....	41
Figura 2.14 – Constant water level type permeability tester.....	43
Figura 2.15 – Gerador de chuva artificial .....	44
Figura 2.16 – Média das precipitações totais mensais em Florianópolis.....	48
Figura 2.17 – Média de dias Chuvosos mensais em Florianópolis.....	48
Figura 2.18 – Resistência do concreto em função do fator a/c .....	52
Figura 2.19 – Resistência do concreto em função da idade.....	53
Figura 2.20 – Bloco de concreto poroso .....	54
Figura 2.21 – Juntas alargadas.....	54
Figura 2.22 – Aberturas de drenagem.....	54
Figura 2.23 – Pavimento permeável aplicado no porto de Itajaí-SC .....	64
Figura 3.1 – Local selecionado para coleta da amostra do Subleito .....	67
Figura 3.2 – Amostra coletada a 45cm de profundidade .....	68
Figura 3.3 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 9,52mm.....	73
Figura 3.4 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 12,7mm.....	74
Figura 3.5 – Moldes em PVC para os corpos de prova .....	75
Figura 3.6 – Corpos de prova moldados para o estudo (D <sub>máx</sub> 9,52mm 0/2) .....	77
Figura 3.7 – Vista superior dos corpos de prova (D <sub>máx</sub> 9,52mm 0/2).....	77
Figura 3.8 – Equipamento para determinação da permeabilidade saturada.....	79
Figura 3.9 – Acoplagem do corpo de prova à base do equipamento .....	80
Figura 3.10 – Fixação e vedação com silicone .....	80
Figura 3.11 – Equipamento pronto para ensaio de permeabilidade .....	81
Figura 3.12 – Vedação para ensaio de verificação dos vazios comunicantes.....	84
Figura 3.13 – Medida P1 do ensaio de verificação dos vazios comunicantes .....	84
Figura 3.14 – Capeamento do corpo de prova com argamassa.....	87
Figura 3.15 – Ruptura por compressão do corpo de prova.....	88
Figura 3.16 – Corpos de prova moldados com a curva granulométrica adotada .....	90
Figura 3.17 – Corpos de prova envolvidos em fita adesiva.....	92
Figura 3.18 – Medida da massa com corpo de prova imerso em água .....	93
Figura 3.19 – Corpo de prova após realização do ensaio Cántabro.....	96
Figura 3.20 – Materiais separados para moldagem dos blocos de concreto .....	97
Figura 3.21 – Aplicação do desmoldante às formas dos blocos .....	97

Figura 3.22 – Preparação da mistura para moldagem do bloco .....	98
Figura 3.23 – Preenchimento da forma.....	98
Figura 3.24 – Moldagem do bloco por meio de vibração da forma.....	99
Figura 3.25 – Superfície do bloco após a vibração .....	99
Figura 3.26 – Forma tipo pavi-s utilizada para moldagem dos blocos de concreto de alta porosidade..	100
Figura 3.27 – Bloco capeado, pronto para ruptura à compressão .....	101
Figura 3.28 – Ensaio de resistência à compressão .....	101
Figura 3.29 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 19,10mm e variações nas %p200 .....	104
Figura 3.30 – Curvas granulométricas comparadas aos limites propostos pelo DNIT .....	105
Figura 3.31 – Relação permeabilidade x %p200 das curvas de diâmetro máximo 19,10mm .....	106
Figura 3.32 – Curvas granulométricas da areia estudada para camada de assentamento .....	109
Figura 3.33 – Caixa do simulador de chuvas feita com pranchas de madeira .....	113
Figura 3.34 – Fenda de escoamento inferior da caixa do simulador.....	114
Figura 3.35 – Calhas laterais do simulador para coleta de escoamento e infiltração.....	114
Figura 3.36 – Grelha em tubos de PVC de ½’’ .....	115
Figura 3.37 – Furação da tubulação da grelha .....	115
Figura 3.38 – Conexão dos tubos ao reservatório de água do simulador.....	116
Figura 3.39 – Curva de calibração do simulador de chuvas .....	117
Figura 3.40 – Material coletado e usado como camada de Subleito.....	121
Figura 3.41 – Compactação da camada do Subleito .....	121
Figura 3.42 – Camada do subleito após a compactação .....	122
Figura 3.43 – Aplicação da manta geotextil entre as camadas de subleito e base .....	122
Figura 3.44 – Homogeneização da camada de Base.....	123
Figura 3.45 – Camada de Base após compactação .....	123
Figura 3.46 – Nivelamento da camada de assentamento .....	124
Figura 3.47 – Assentamento dos Blocos e compactação da camada de assentamento .....	124
Figura 3.48 – Medição do comprimento das juntas entre os blocos .....	125
Figura 3.49 – Medição da largura das juntas entre os blocos .....	125
Figura 3.50 – Aplicação da areia estudada para material rejunte .....	126
Figura 3.51 – Vedação lateral do topo da estrutura com parafina e silicone .....	126
Figura 3.52 – Proteção da estrutura contra perda de umidade por evaporação.....	127
Figura 3.53 – Estrutura pronta para realização de ensaios.....	127
Figura 3.54 – Simulação da chuva de 79,1mm/h.....	129
Figura 3.55 – Coleta do volume escoado e infiltrado .....	130
Figura 4.1 – Permeabilidade x Descontinuidade (Dmáx de 9,52mm e Dmáx de 12,70mm).....	132
Figura 4.2 – Permeabilidade x Diâmetro máximo (Graduações uniformes) .....	132
Figura 4.3 – Índice de vazios x Descontinuidade (Dmáx de 9,52mm e Dmáx de 12,70mm) .....	133
Figura 4.4 – Índice de vazios x Diâmetro máximo (Graduações uniformes) .....	133
Figura 4.5 – Resistência à compressão x Descontinuidade (Dmáx de 9,52mm e Dmáx de 12,70mm)..	134
Figura 4.6 – Índice de vazios x Corpos de Prova (Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).....	136
Figura 4.7 – Permeabilidade x Corpos de Prova (Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).....	136
Figura 4.8 – Índice de vazios x Permeabilidade (CPs de Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).....	137
Figura 4.9 – Permeabilidade x Granulometria (Camada de Assentamento).....	138
Figura 4.10 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 1 .....	142
Figura 4.11 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 2 .....	142
Figura 4.12 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 4 .....	143
Figura 4.13 – Vazão de escoamento superficial x Intensidade .....	144
Figura 4.14 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 1 .....	145
Figura 4.15 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 2.....	145
Figura 4.16 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 3.....	146
Figura 4.17 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 4.....	147

Figura 4.18 – Vazão de infiltração x Intensidade .....	148
Figura 4.19 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 1 .....	149
Figura 4.20 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 2 .....	150
Figura 4.21 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 3 .....	151
Figura 4.22 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 4 .....	152
Figura 4.23 – Lâmina infiltrada em função do tempo acumulado para o ensaio 1 .....	154
Figura 4.24 – Capacidade de infiltração em função do tempo acumulado para o ensaio 1 .....	156
Figura 4.25 – Lâmina infiltrada em função do tempo acumulado para o ensaio 4 .....	158
Figura 4.26 – Capacidade de infiltração em função do tempo acumulado para o ensaio 4 .....	159

## Lista de Tabelas

---

Tabela 2.1 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade.....	17
Tabela 2.2 – Valores de permeabilidade.....	17
Tabela 2.3 – Classificação dos ensaios de permeabilidade.....	26
Tabela 2.4 – Estimativa da permeabilidade para diferentes solos .....	27
Tabela 2.5 – Intensidade – duração – frequência de chuvas em Florianópolis.....	46
Tabela 2.6 – Índices Pluviométricos médios para Florianópolis .....	47
Tabela 2.7 – Fator multiplicativo “P” .....	51
Tabela 2.8 – Dados da porosidade obtidos no estudo de Neithalath.....	61
Tabela 2.9 – Características físicas das camadas de Base e Sub-base .....	65
Tabela 2.10 – Espessuras necessárias de Base e Sub-base granulares.....	66
Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização do subleito.....	68
Tabela 3.2 – Granulometria do subleito.....	68
Tabela 3.3 – Composição do cimento utilizado para o estudo.....	69
Tabela 3.4 – Massa específica e absorção dos agregados.....	70
Tabela 3.5 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm sem descontinuidade .....	72
Tabela 3.6 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm com descontinuidade 0/2.....	72
Tabela 3.7 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm com descontinuidade 0/4.....	73
Tabela 3.8 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm sem descontinuidade .....	73
Tabela 3.9 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm com descontinuidade 0/2.....	74
Tabela 3.10 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm com descontinuidade 0/4.....	74
Tabela 3.11 – Coeficiente de permeabilidade das curvas de diâmetro máximo 9,52mm .....	82
Tabela 3.12 – Coeficiente de permeabilidade das curvas de diâmetro máximo 12,7mm.....	82
Tabela 3.13 – Coeficiente de permeabilidade das graduações uniformes .....	83
Tabela 3.14 – Vazios comunicantes e índice de vazios das curvas de diâmetro máximo 9,52mm .....	85
Tabela 3.15 – Vazios comunicantes e índice de vazios das curvas de diâmetro máximo 12,7mm .....	85
Tabela 3.16 – Vazios comunicantes e índice de vazios das graduações uniformes.....	86
Tabela 3.17 – Valores de resistência à compressão para as curvas de diâmetro máximo 9,52mm .....	88
Tabela 3.18 – Valores de resistência à compressão para as curvas de diâmetro máximo 12,7mm .....	89
Tabela 3.19 – Coeficientes de permeabilidade da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2 .....	91
Tabela 3.20 – Vazios comunicantes e índice de vazios da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2 .....	91
Tabela 3.21 – Densidade aparente da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2mm .....	94
Tabela 3.22 – Desgaste por abrasão para curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2mm .....	95
Tabela 3.23 – Valores de resistência à compressão, obtidos para os seis blocos tipo pavi-s .....	102
Tabela 3.24 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 5% passante na #200.....	103
Tabela 3.25 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 8% passante na #200.....	103
Tabela 3.26 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 10% passante na #200.....	103
Tabela 3.27 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 12% passante na #200.....	103
Tabela 3.28 – Limites de granulometria recomendados pelo DNIT para base em brita graduada .....	104
Tabela 3.29 – Permeabilidade correspondente às curvas de diâmetro máximo 19,10mm .....	106
Tabela 3.30 – Análise granulométrica da areia lavada na peneira de abertura 0,074mm.....	108
Tabela 3.31 – Análise granulométrica após retirada do material das peneiras 0,074 e 0,150mm .....	108
Tabela 3.32 – Permeabilidade das granulometrias estudadas para a camada de assentamento .....	109
Tabela 3.33 – Tabela de resultados da calibração do simulador de chuvas.....	118

Tabela 3.34 – Massa de material utilizada em cada uma das três camadas da estrutura teste .....	119
Tabela 3.35 – Dados referentes à compactação das camadas da estrutura teste .....	120
Tabela 4.1 – Volume de vazios e índice de vazios da estrutura teste .....	140
Tabela 4.2 – Volume precipitado sobre a estrutura em cada um dos ensaios .....	141
Tabela 4.3 – Teste de infiltração para o primeiro ensaio no simulador .....	153
Tabela 4.4 – Teste de infiltração para o quarto ensaio no simulador.....	157

## Resumo

---

Os revestimentos e as estruturas de pavimentos que possuam a capacidade de drenar a água e encaminhá-la, por infiltração às camadas inferiores, possuem relevância em amenizar as inundações ocasionadas principalmente pelo aumento do número de habitações, a insuficiência da capacidade de recolhimento das águas e o crescimento de revestimentos impermeáveis. Portanto, as águas da chuva devem ser evacuadas cada vez mais rapidamente. O presente estudo analisou, em uma primeira etapa, a permeabilidade, porosidade e a resistência à compressão de corpos de prova moldados com concreto de alta porosidade. Foram estudadas seis diferentes granulometrias com agregados de diâmetro máximo 12,7mm e 9,52mm e descontinuidades na granulometria através da retirada de materiais de 0 a 2mm (0/2mm) e 0 a 4mm (0/4mm). Em função dos resultados obtidos nesta primeira etapa, foi adotada a curva granulométrica com agregados de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2mm para realização de estudos em uma segunda etapa que contemplou a moldagem de seis corpos de prova para confirmação dos resultados e vinte e quatro blocos em tamanho real para análise de resistência a compressão e execução de uma estrutura teste em um simulador de chuvas montado em laboratório. Para a camada de base desta estrutura foram estudadas quatro curvas granulométricas com diâmetro máximo dos agregados de 19,10mm e com variações na porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm de 5%, 8%, 10% e 12%. O ensaio de permeabilidade saturada indicou o uso da porcentagem de 5% por apresentar resultado de permeabilidade mais adequado para o uso na estrutura teste. Para a camada de instalação foi utilizada uma areia grossa com alteração na granulometria através da retirada dos materiais retidos nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm. Após o dimensionamento, foi moldada a estrutura teste no simulador de chuvas e submetida a quatro ensaios. O primeiro ensaio foi feito para uma intensidade de 79,1mm/h e teve uma duração de 60 minutos, o segundo para uma intensidade de 19,0mm/h e teve a duração de 480 minutos. Para o terceiro, foi fixada a intensidade em 150,3mm/h e a duração foi de 10 minutos. O quarto ensaio foi realizado nas mesmas condições do terceiro, porém para um tempo de duração de 20 minutos o qual garantiu a ocorrência do escoamento superficial. Para todos os ensaios foram elaboradas análises relacionadas ao volume precipitado sobre a estrutura, volume escoado superficialmente e a vazão de infiltração na estrutura. Para o primeiro e quarto ensaios foram também elaborados estudos relacionados à suas respectivas capacidades de infiltração. A estrutura alvo da pesquisa apresentou comportamento satisfatório quando da ocorrência de precipitações de elevada intensidade e de curta duração que são as precipitações que mais preocupam em relação à ocorrência de inundações.

**PALAVRAS-CHAVE:** blocos em concreto de alta porosidade; drenagem superficial de pavimentos; pavimentos permeáveis.

## Abstract

---

Pavement coverings and the structures that possess the capability of draining and directing water, by infiltration processes to the inferior layers, are relevant in brightening up floodings caused mainly by the increasing of impermeable covering growth and the insufficiency of water collecting systems. Therefore, each time rain waters must more quickly be evacuated. The present study analyzed, in an early stage, the permeability, porosity and the compressive resistance of molded bodies of testing exemplars made of high porosity concrete. Six different size distributions were studied with maximum aggregates diameter of 12,7mm and 9,52mm and breaches of 0/2mm and 0/4mm. Depending on the first stage's result, the grading curve was adopted with maximum aggregate diameter of 9.52 mm and breaches on 0/2mm for second stage studies that included the casting of six molded bodies to confirm the results and twenty and four blocks, in actual size, to analyze the resistance to compression and execution of a test structure in a laboratory rain simulator. Four size distributions curves, with maximum diameter of aggregate of 19.10 mm and with variations in the percentage of material passing the 0.074mm sieve-opening of 5%, 8%, 10% and 12%, were examined for the base layer of the structure. The saturated permeability test indicated the use of 5/100 percentage because it's permeability was the most suitable for the use in the test structure. Thick sand was used in the installation layer with a change in size distribution caused by the removal of retained material in sieves of openings 0,074mm and 0,150mm. After the dimensioning, the test structure was shaped and subjected to four raining tests. The first test was done simulating an intensity of 79.1 mm / h over the course of 60 minutes; the second one simulated an intensity of 19.0 mm / h during 480 minutes. For the third test, the intensity was set at 150.3 mm / h with 10 minute duration. The fourth test was conducted under the same conditions of the third, but over 20 minutes which ensured the occurrence of the runoff. Analyses were prepared for all the tests relating the volume precipitated on the structure, surface flow volume and infiltration volume into the structure. For the first and fourth tests, infiltration capacity studies were prepared. The structure under study showed satisfactory behavior when exposed to high intensity, and short duration, precipitation, the most troublesome when concerning to the occurrence of floods.

**Key-words:** high-porosity concrete blocks, pavement's surface drainage, permeable pavement.

# Capítulo 1

## Introdução

---

Ano após ano, várias comunidades são atingidas pelas inundações, representando, cada vez, uma catástrofe emocional e financeira para as vítimas. O aumento do número de habitações, a insuficiência da capacidade de recolhimento das águas e o crescimento de revestimentos impermeáveis são as principais razões da ocorrência do excesso de águas na superfície. Portanto, as águas da chuva devem ser evacuadas cada vez mais rapidamente. O problema de zonas que se localizam em baixas altitudes faz com que as inundações apenas aumentem com o passar dos anos (Febestral, 2005).

Os revestimentos e as estruturas de pavimentos que possuam a capacidade de drenar a água e encaminhá-la, por infiltração as camadas inferiores de solo, possuem relevância na amenização das inundações.

O presente estudo se ocupa em identificar a capacidade de infiltração de um solo do subleito e das diferentes camadas que compõem a estrutura do pavimento para possibilitar que as águas pluviais possam atingir os aquíferos em um volume adequado à capacidade de infiltração.

No Brasil, ainda é pouca a utilização deste tipo de tecnologia para compor as estruturas de pavimentos, mas é evidente a necessidade de investigar meios eficientes para reduzir a presença das águas em excesso na superfície que, em conjunto com os sistemas de escoamento atualmente usados, irão fazer com que as águas das chuvas não permaneçam retidas na superfície. Se o subsolo permite, é possível evacuar parte das águas pela infiltração às camadas profundas, alimentando o aquífero, o que vem a ser um procedimento ecológico.

O uso de pavimentos que possibilitam a infiltração de água para o solo não visa resolver o problema das enchentes, que muitas vezes são decorrentes da ocupação indevida das várzeas dos rios, mas sim colaborar para diminuir as inundações.



Certamente este tipo de estrutura irá colaborar com a evacuação das águas pluviais pela diminuição de áreas impermeáveis que aumentam em muito o acúmulo de águas na superfície e demandam a necessidade de enormes sistemas de escoamento que muitas vezes são insuficientes ou sofrem problemas de entupimento vindo a resultar no fenômeno da inundação. Este tipo de pavimento, também colabora na reposição dos níveis de lençóis freáticos o que desperta a atenção de organizações de proteção ao meio ambiente.

## 1.1 – Pavimentos Permeáveis

Os pavimentos permeáveis são estruturas que apresentam camadas porosas ou perfuradas que permitem a infiltração de parte das águas que escoam superficialmente para dentro de sua estrutura que passa a funcionar como um reservatório de material granular, esta água, posteriormente, é absorvida pelo solo. URBONAS e STAHERE, citados por (Gomes e Szélica, 2000) classificam as camadas superficiais de pavimentos permeáveis em três tipos: Asfalto poroso ou asfalto drenante, Concreto poroso e o Pavimento de blocos de concreto poroso ou vazado preenchidos com material granular (areia). A Figura 1.1 ilustra uma estrutura com superfície em concreto ou asfalto poroso.

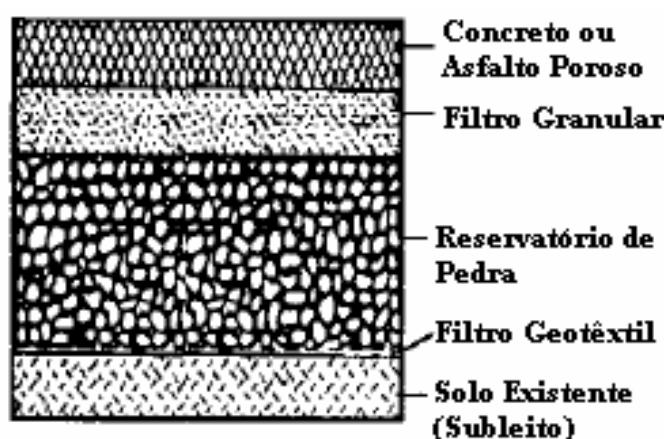


Figura 1.1–Pavimento permeável, superfície em concreto ou asfalto poroso(Gomes e Szélica, 2000).

As estruturas com superfície em blocos de concreto poroso ou vazado, que possibilitam a infiltração das águas superficiais, são constituídas de parte inferior e superior (Figura 1.2). Na parte inferior estão o subleito e a camada de base construída em brita graduada ou concreto magro poroso. A parte superior apresenta uma camada de assentamento composta de areia grossa e a superfície em blocos porosos ou vazados que são rejuntados com o mesmo material utilizado na camada de instalação. Nesta estrutura, o conjunto das camadas deve dispor de uma capacidade de drenagem compatível com a do subleito. Para que possa ser obtida esta condição, a quantidade de partes finas deve ser reduzida, porém, é necessário evitar que os agregados de diferentes camadas venham a misturar-se. Onde necessário, é recomendado à utilização de mantas geotêxtil, evitando assim que os solos percam a capacidade de infiltração (Febestral, 2005).

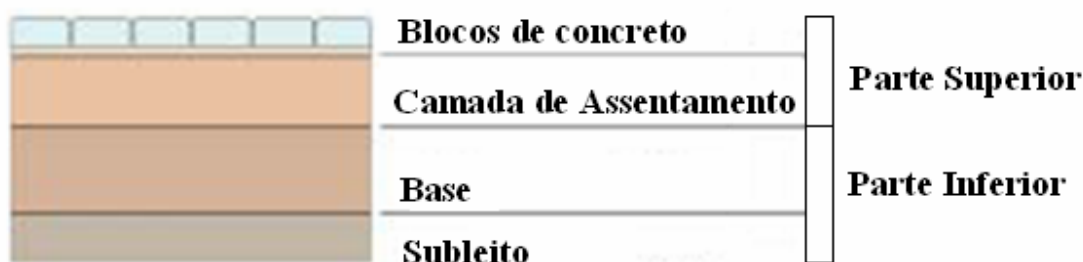


Figura 1.2– Pavimento permeável com superfície de blocos porosos ou vazados (Febestral, 2005).

### 1.1.1 – Princípio de Funcionamento

O princípio de funcionamento das estruturas de pavimentos permeáveis está fundado em três elementos. As águas decorrentes de chuvas são estocadas nos vazios dos blocos permeáveis e nos vazios da estrutura do pavimento que posteriormente se infiltram no solo do subleito em função de seu grau de permeabilidade e a quantidade de água que não se infiltra é evacuada por sistemas tradicionais de escoamento (Febestral, 2005).

## **1.2 – Objetivo do Trabalho**

O objetivo do trabalho é identificar o coeficiente de permeabilidade (K) das diferentes camadas de um pavimento e propor uma estrutura teste capaz de funcionar como reservatório e encaminhar a água para o subleito.

## **1.3 – Limitações da Pesquisa**

O estudo foca a permeabilidade das camadas de um pavimento com superfície em blocos de concreto de alta porosidade, portanto não contempla estudos relacionados a variáveis tais como módulos e deformabilidade das camadas.

O estudo não contempla a avaliação das alterações de capacidade estrutural dos materiais após sofrerem mudanças em seus teores de umidade. Sendo o estudo, limitado, única e exclusivamente à verificação das permeabilidades nas camadas da estrutura e no subleito. Também não foi considerado o quantitativo de materiais e a verificação orçamentária.

Foi selecionado um local na cidade de Florianópolis para coleta de material a ser analisado em laboratório como subleito, esta foi a atividade realizada em campo.

Para os materiais utilizados na estrutura teste foram realizados os ensaios de caracterização, correntes do laboratório de mecânica dos solos do Departamento de Engenharia Civil da UFSC. O estudo laboratorial verificou o comportamento quanto à permeabilidade e a determinação da umidade ótima de compactação para as camadas.

Para caracterização dos corpos de prova moldados com concreto de alta porosidade foram realizados ensaios de permeabilidade, porosidade e resistência à compressão. Para os blocos em concreto de alta porosidade, o ensaio realizado foi o de resistência à compressão.

O cimento e a areia usada no estudo foram obtidos diretamente em revendas de materiais de construção. Os materiais britados foram obtidos de forma gratuita em uma pedreira comercial local.

#### **1.4 – Importância do Tema**

O contínuo desenvolvimento das cidades tende a aumentar as áreas impermeáveis e a diminuir a capacidade de permeabilidade do solo. Como consequência, menos água de chuva irá infiltrar no subsolo, sobrando mais água para escoar pelas ruas e avenidas vindo as galerias de águas pluviais a não atender as novas demandas. Isso acarreta a ocorrência das inundações que podem ser amenizadas ou eliminadas através da utilização de pavimentos com estruturas que possuam a capacidade de absorver as águas abundantes. Quanto maior a permeabilidade do solo do subleito e a capacidade de armazenamento da estrutura do pavimento, mais água da chuva consegue infiltrar no subsolo e, conseqüentemente, menos água irá escoar pela superfície reduzindo os riscos de inundações que geram enormes prejuízos financeiros e emocionais. Como é impossível impedir o crescimento das cidades, é preciso buscar soluções para dar uma melhor qualidade de vida aos habitantes, com o uso de novas tecnologias como é o caso dos pavimentos permeáveis.

É comum as pessoas pensarem que a enchente é provocada pela seção estreita dos rios e são gastos recursos para alargar ou aprofundar a calha. Isso não resolve o problema, pois as enchentes continuarão a acontecer (Watanabe, 2006). Para que as enchentes não venham a ocorrer ou que sejam minimizadas, uma das medidas a ser tomada é a utilização de pavimentos com estrutura permeável para possibilitar o encaminhamento das águas para o subleito e auxiliar na redução da velocidade de escoamento superficial.

A Agência Nacional de Águas (ANA) em conjunto com Defesa Civil está mobilizando investimentos na elaboração do Programa de Indução à Gestão da Água no Meio Urbano e Controle de Inundações. Segundo a ANA, a ocorrência de inundações em áreas urbanas no Brasil tem-se intensificado e tornado mais freqüente a cada ano e um dos fatores que colaboram para este agravamento é a crescente impermeabilização do solo, decorrente da

urbanização acelerada, ocasionando na ocorrência de picos de vazão cada vez mais difíceis de controlar mediante intervenções estruturais tradicionais (ANA, 2006).

Em um sistema de gestão das águas, é indispensável prever para as águas da chuva uma organização de modo que as mesmas sofram uma evaporação máxima, ou que seja utilizada de maneira útil ou ainda que seja infiltrada. Graças ao princípio de funcionamento, que permite o armazenamento, a infiltração e o escoamento retardado (auxilia na evaporação e na redução da velocidade de escoamento superficial), está claramente exposto que os pavimentos que possuem a capacidade de drenar a água através de sua estrutura representam um meio adequado para responder às exigências de um sistema de gestão das águas. Neste mesmo foco, as organizações de proteção da natureza consideram os pavimentos que drenam a água das chuvas um bom instrumento de gestão no que diz respeito à problemática da água que escoam superficialmente (Febestral, 2005).

A principal vantagem da utilização deste tipo de estrutura para pavimentos urbanos, sem dúvida está voltada para a redução das inundações e enchentes como foi visto anteriormente. Mas, além desta, a utilização deste sistema apresenta outras vantagens, algumas delas são as seguintes:

- A água infiltrada até o subsolo abastece o lençol freático mantendo o aquífero subterrâneo.
- Ocorre redução da mistura das águas residuais com as águas de superfície, reduzindo a infiltração no solo das águas residuais antes de passarem por processos de tratamento. O volume de água a ser encaminhado para depuração também irá reduzir, permitindo realizar uma melhor depuração com menos gasto;
- A necessidade de evacuação das águas das chuvas é consideravelmente reduzida, o que permite diminuir o montante dos investimentos em sistemas superficiais de drenagem. No entanto, uma evacuação, mesmo reduzida, continua a ser necessária, a fim de poder garantir a evacuação das águas no caso de saturação do solo;

- Evitando o acúmulo das águas na superfície, estará sendo gerada uma melhor qualidade de vida para os habitantes de uma cidade, pois estará sendo evitado um simples inconveniente como um jato de água que é jorrado nos pedestres quando da passagem de um veículo em uma rua com um pequeno volume de água acumulado, além de permitir uma melhor utilização do pavimento pelo motorista em termos de segurança. Também, o trânsito fluirá normalmente sem interrupções devido ao excesso de água na via e por fim, estarão sendo evitadas as doenças que são ocasionadas através do contato de pessoas com águas contaminadas que escorrem superficialmente em dias de chuva.

## **1.5 – Procedimentos para Alcançar o Objetivo**

O objetivo será alcançado com a aplicação dos seguintes procedimentos:

Fazer uma revisão bibliográfica sobre as estruturas permeáveis com superfície em blocos em concreto porosos ou vazados, dos métodos e equipamentos utilizados para medir o coeficiente de permeabilidade em solos e das estruturas de pavimentos, da intensidade e período de retorno de chuvas intensas entre outros assuntos relacionados ao tema.

Selecionar um local, no perímetro urbano da cidade de Florianópolis, para a coleta de amostra de seu subleito, a ser analisada no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC. Realizar os ensaios de caracterização física e mecânica (massa específica, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria, permeabilidade saturada, compactação e ISC).

Definir o método de funcionamento, projetar e montar um equipamento que possibilite determinar o valor do coeficiente de permeabilidade “k” dos corpos de prova a serem moldados com o material selecionado e utilizado para a moldagem dos blocos de concreto de alta porosidade.

Moldar corpos de prova cilíndricos em concreto de alta porosidade com utilização de curvas granulométricas com dois diâmetros máximos (12,7mm e 9,52mm). Ambas as curvas deverão apresentar descontinuidades obtidas com a retirada de materiais de tamanhos que vão de 0mm à 2mm (0/2mm) e 0 à 4mm (0/4mm). Definir nesta etapa a granulometria a ser usada na confecção dos blocos pela verificação da permeabilidade, porosidade e resistência à compressão de cada uma das misturas. Devem ser analisadas, ainda, três misturas com diâmetro único de agregados (12,7mm; 9,52mm e 6,35mm).

Adotar quatro curvas granulométricas para o estudo da camada de base (brita graduada), todas as curvas apresentando diâmetro máximo dos agregados de 19,1mm, porém diferenciando-se na porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm (Nº 200). Adotar os valores para porcentagem passante nesta peneira de 5%, 8%, 10% e 12%. Para as quatro curvas granulométricas verificar a permeabilidade em laboratório e para a curva escolhida a ser usada como base, fazer ensaio de compactação com energia intermediária.

Para a camada de assentamento dos blocos, composta por areia grossa, estudar duas curvas granulométricas, uma delas utilizando material passante na peneira de abertura 9,52mm e retido na peneira de abertura 0,074mm (# 9,52 - 0,074), a outra com material passante na peneira de abertura 9,52mm e retido na peneira de abertura 0,3mm (# 9,52 - 0,30). Para as duas curvas deverão ser analisadas em laboratório a permeabilidade e a umidade ótima de compactação.

Selecionar os materiais a serem utilizados na elaboração de um perfil teste em laboratório, levando em consideração a variação da permeabilidade obtida em cada uma das camadas granulares e da superfície em blocos de concreto de alta porosidade. A permeabilidade resultante do conjunto deverá apresentar um valor decrescente da superfície até o subleito. Na interface entre as camadas de instalação, base e subleito deverão ser utilizadas mantas geotêxteis para evitar possíveis obstruções, o que poderá acarretar na perda da finalidade para a qual o pavimento foi desenvolvido.

Com dados referentes à hidrologia local, obtidos na revisão da literatura, identificar as chuvas de máxima intensidade registradas para a cidade de Florianópolis para definir o volume de chuva a ser precipitada sobre a estrutura teste em laboratório.

Por fim, fazer a análise dos resultados obtidos no decorrer da pesquisa e a verificação do comportamento da estrutura drenante em relação aos volumes de água que é precipitado, infiltrado na estrutura, retido pela estrutura e o que é escoado na superfície, também será verificado o comportamento da estrutura em relação a sua capacidade de infiltração para as diferentes intensidades de precipitação estudadas.

Todas estas etapas estão apresentadas de forma esquemática no Fluxograma dos Procedimentos (Figura 1.3).



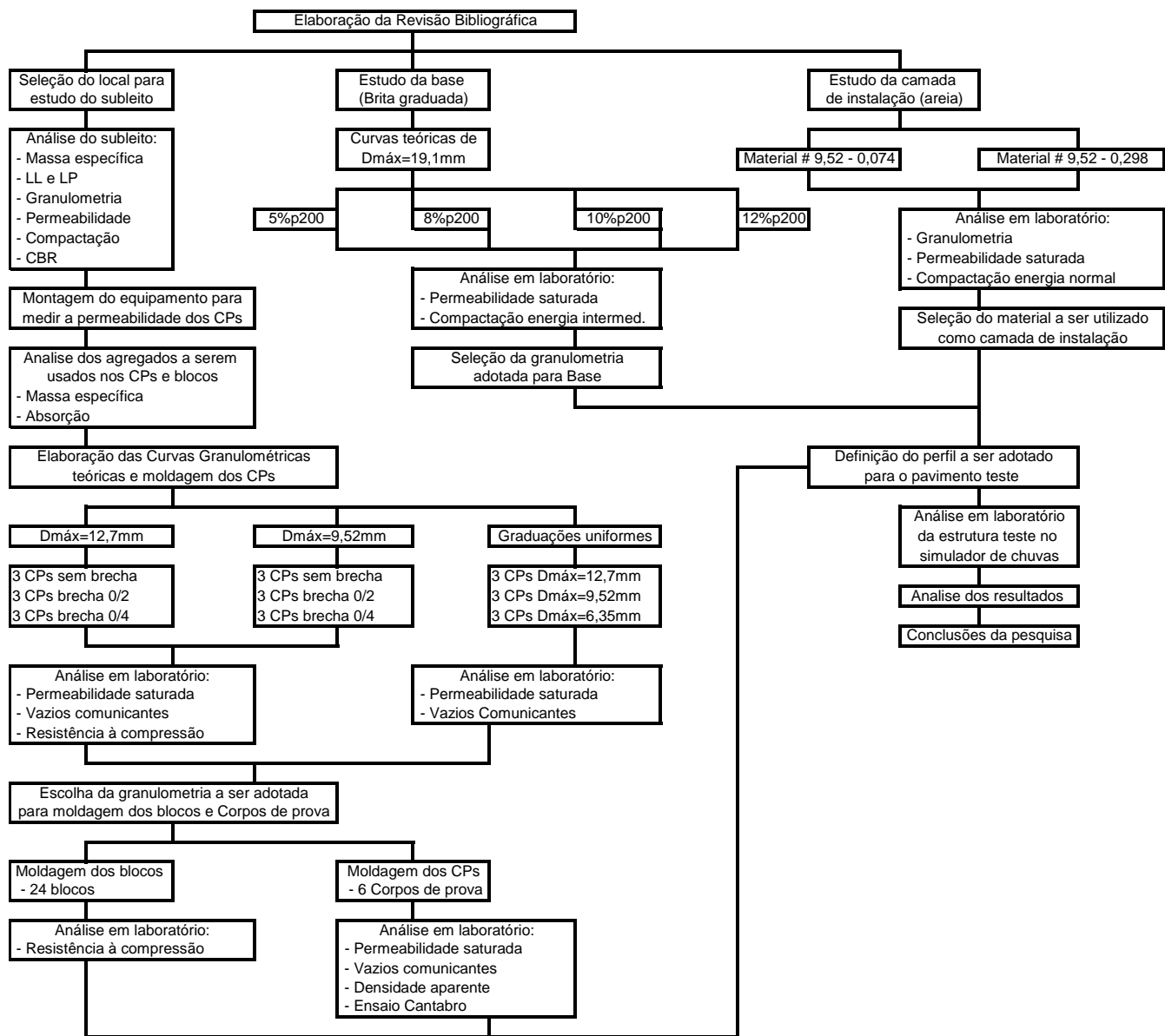


Figura 1.3 – Fluxograma dos Procedimentos

## **1.6 – Organização do Trabalho**

A dissertação esta organizada em cinco capítulos:

No capítulo 1 é apresentada uma breve introdução a respeito dos pavimentos com características de permeabilidade, o objetivo do trabalho, as limitações impostas á realização da pesquisa, alguns comentários em relação à importância do estudo do tema proposto, e por fim, uma descrição dos procedimentos que serão adotados para possibilitar que o objetivo da pesquisa seja alcançado.

No capítulo 2, a revisão da literatura se ocupa dos temas relacionados à percolação da água no solo, os métodos e equipamentos utilizados para determinação da permeabilidade dos solos e das estruturas de pavimentos em campo e laboratório, os estudo das chuvas e vazões de enchente, os blocos de concreto para pavimentação, os pavimentos permeáveis, a classificação dos pavimentos quanto ao tipo de tráfego e, por fim, o método de dimensionamento de pavimentos intertravados.

O capítulo 3 dedica-se a descrever os resultados obtidos dos ensaios, a elaborar o perfil da estrutura permeável com superfície em blocos de concreto de alta porosidade analisada em laboratório e a descrição dos respectivos ensaios em cada material componente da estrutura. Dedicar-se, também a apresentar os resultados obtidos da permeabilidade, em laboratório, para o subleito do local adotado.

O capítulo 4 ocupa-se em explorar os resultados obtidos nos ensaios realizados no capítulo 3. Também apresenta a análise dos resultados de permeabilidade obtidos na estrutura teste moldada em laboratório.

O capítulo 5 descreve as conclusões do trabalho que serão focadas no objetivo ao qual a pesquisa foi proposta e as recomendações para futuras pesquisas a serem elaboradas.

## Capítulo 2

### Revisão da Literatura

---

#### 2.1 – Percolação da água nos solos

Nesta primeira etapa do capítulo dois são descritos estudos relacionados à percolação da água nos solos. Entre eles está o regime de escoamento, velocidade da água no solo e lei de Darcy.

##### 2.1.1 – Regime de escoamento nos solos

A base teórica sobre o regime de escoamento de um fluido foi estabelecida por Reynolds no ano de 1883. Através de seus experimentos, pode ser comprovado que o regime de escoamento pode ser laminar, ou seja, as partículas possuem trajetória paralela, ou turbulento quando as partículas se deslocam em trajetória não paralela. Os resultados obtidos por Reynolds deram origem à Figura 2.1. Esta figura apresenta o gradiente hidráulico ( $i$ ) em função da velocidade de escoamento ( $v$ ). A velocidade crítica ( $v_c$ ) é a velocidade de transição entre o regime de escoamento laminar e turbulento. Para velocidades abaixo da crítica ocorre uma proporcionalidade entre gradiente hidráulico e velocidade, e para velocidades acima da crítica, o regime é considerado turbulento e esta proporcionalidade não mais ocorre (Ortigão, 1995).

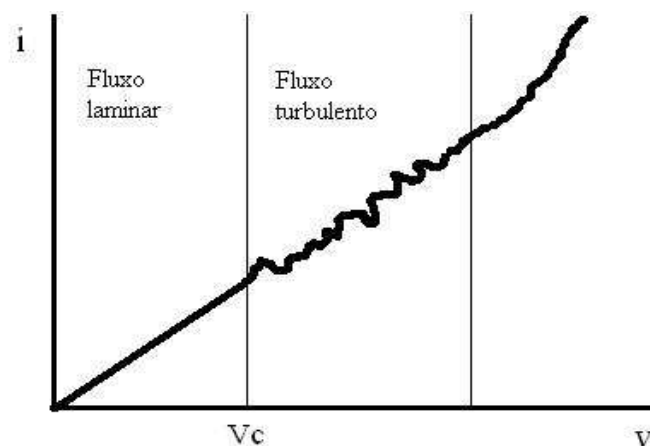


Figura 2.1 – Resultados obtidos na experiência de Reynolds (Ortigão, 1995).

Para possibilitar a obtenção do valor da velocidade crítica “ $v_c$ ”, Reynolds relacionou varias grandezas e montou a equação 01.

$$\Re = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma}{\mu \cdot g} \quad (01)$$

Onde:  $\Re$  – Número de Reynolds, adimensional e igual a 2000;

$v_c$  – velocidade crítica;

$D$  – Diâmetro do conduto;

$\gamma$  – Peso específico do fluido;

$\mu$  – Viscosidade do fluido;

$g$  – Aceleração da gravidade.

A velocidade crítica em m/s, da água a 20°C, pode ser calculada pela equação 02 que é derivada da equação de Reynolds em função do diâmetro do conduto  $D$  em metros.

$$v_c = \frac{28 \times 10^{-4}}{D} \quad (02)$$

Nos solos, o diâmetro dos poros pode ser considerado inferior a 5 mm. Usando este valor na equação anterior é obtido o valor para “ $v_c$ ” de 0,56 m/s, que é uma velocidade muito elevada. Isto demonstra que a velocidade de percolação da água nos solos se dá à velocidade muito inferior a crítica e o escoamento ocorre em regime laminar (Ortigão, 1995).

### **2.1.2 – Lei de Darcy**

Em 1850, o engenheiro francês Darcy, verificou como a vazão da água sofria influência em relação aos diversos fatores geométricos apresentados por um tubo permeâmetro (Figura 2.2). Darcy elaborou, então, uma equação (equação 03) que recebeu seu nome e relacionava estas grandezas (Pinto, 2000).

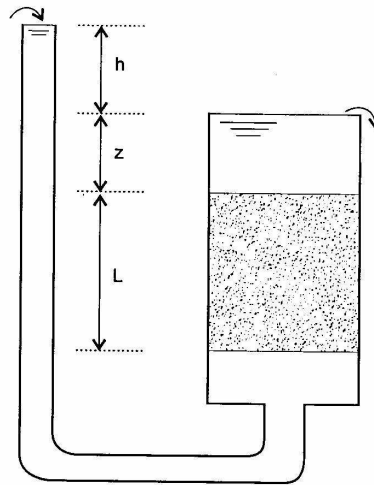


Figura 2.2 – Água percolando em um permeâmetro (Pinto, 2000).

$$Q = k \frac{h}{L} A \quad (03)$$

Onde: Q – Vazão;

A – Área do permeâmetro;

k – Uma constante para cada solo (coeficiente de permeabilidade).

A relação entre a carga dissipada durante a percolação (h) pela distância ao longo da qual a carga se dissipa (L) é denominada de gradiente hidráulico (i). Então a lei de Darcy pode assumir o formato da equação 04.

$$Q = kiA \quad (04)$$

A velocidade de percolação é dada pela divisão da vazão pela área. Resultando na equação 05, se verifica que o coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de percolação da água quando o gradiente hidráulico é igual a um. Ele costumeiramente é expresso em m/s (Pinto, 2000).

$$v = ki \quad (05)$$

O coeficiente de permeabilidade apresentado na equação 05 também pode ser definido pela proporcionalidade que ocorre entre a velocidade de escoamento e o gradiente hidráulico devido à ocorrência do fluxo laminar, como visto anteriormente no estudo de Reynolds (Ortigão, 1995).

### 2.1.3 – Velocidade da água no solo

A lei estabelecida por Darcy considera a velocidade em relação à área total de solo, mas na realidade a água passa somente pelos vazios (Figura 2.3), o que gera uma velocidade maior devido à área disponível para passagem ser menor (Pinto, 2000).

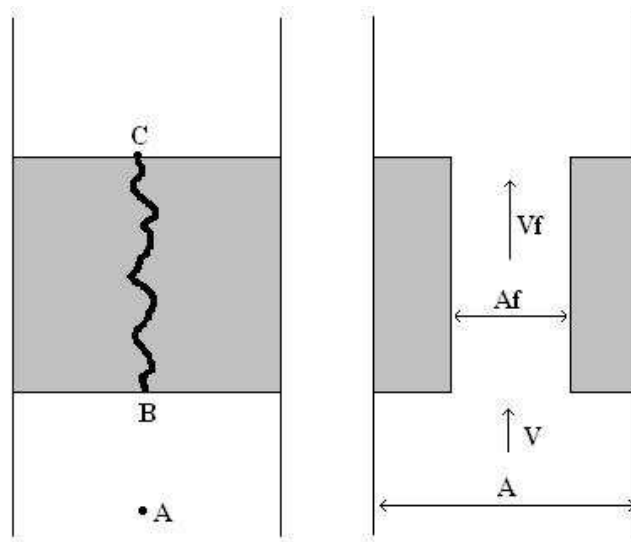


Figura 2.3 – Velocidades de percolação e de fluxo (Pinto, 2000).

Na Figura 2.3, a velocidade de percolação é a obtida quando a água se desloca do ponto “A” para o ponto “B”, esta velocidade é algumas vezes referida como velocidade de aproximação ou de descarga, isto pelo fato de que a velocidade é maior quando a água se desloca do ponto “B” para o “C”. No esquema à direita da figura é representada a área referente aos vazios do solo, como a vazão é igual para as duas seções tem-se a equação 06.

$$Q = A.v = A_f.v_f \quad (06)$$

A relação entre a área de vazios e a área total é igual à relação entre os volumes correspondentes que é, por definição, a porosidade do material ( $\eta$ ). Podendo assim ser expressa a velocidade de fluxo pela equação 07. Esta velocidade, ainda pode ser considerada uma velocidade fictícia, isto pelo fato de que a água percorre um caminho tortuoso e não linear, e a equação considera a velocidade como sendo a distancia de “B” até “C”, pelo tempo (Pinto, 2000).

$$v_f = v \frac{A}{A_f} = \frac{v}{\eta} \quad (07)$$

### 2.1.4 – Valores de Coeficientes de permeabilidade

O valor do coeficiente de permeabilidade é comumente expresso como um produto de um número por uma potência negativa de 10 (Caputo, 1988). O valor do coeficiente de permeabilidade “K” é decrescente de materiais granulares pedregulhos à argila (Figura 2.4), com intervalos definidos para os diferentes tipos de solos.

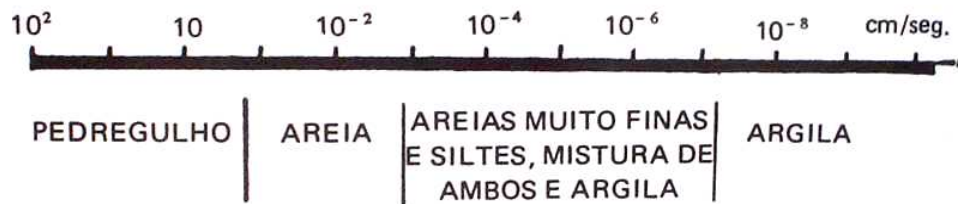


Figura 2.4 – Intervalos de variação de “K” para diferentes solos (Caputo, 1988).

Os coeficientes de permeabilidade são tanto menores quanto menores forem os vazios nos solos e, conseqüentemente, quanto menores as partículas. Para as argilas sedimentares, os valores apresentados na Tabela 2.1 podem ser considerados (Pinto, 2000).

Argilas	$< 10^{-9}$ m/s
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-9}$ m/s
Areias argilosas	$10^{-7}$ m/s
Areias finas	$10^{-5}$ m/s
Areias médias	$10^{-4}$ m/s
Areias grossas	$10^{-3}$ m/s

Tabela 2.1 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade (Pinto, 2000).

Ortigão (1995) apresenta valores típicos de permeabilidade para solos arenosos e argilosos (Tabela 2.2). Os solos permeáveis, ou que apresentam drenagem livre, são aqueles que têm permeabilidade maior que  $10^{-7}$  m/s. Os demais são solos considerados impermeáveis ou com drenagem impedida.

Permeabilidade	Tipo de Solo	K (m/s)
Solos permeáveis		
Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
Alta	Areias	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Baixa	Siltes e argilas	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Solos impermeáveis		
Muito baixa	Argila	$10^{-7}$ a $10^{-9}$
Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

Tabela 2.2 – Valores de permeabilidade (Ortigão, 1995).

### 2.1.5 – Fatores que influenciam na permeabilidade

O coeficiente de permeabilidade varia para os diferentes solos e, para um mesmo solo, depende essencialmente da temperatura e do índice de vazios (Caputo, 1988).



## **Influência da temperatura**

Quanto maior for a temperatura, menor será a viscosidade da água e portanto maior será o valor do coeficiente de permeabilidade. Os valores de “K” são geralmente referidos a temperatura de 20°C.

## **Influência do índice de vazios**

O coeficiente de permeabilidade pode ser correlacionado com o índice de vazios do solo, quanto mais fofo, mais permeável ele é. Conhecendo o valor de “K” para certo índice de vazios de um solo, pode-se calcular o “K” para outro índice de vazios por proporcionalidade (equação 08). Esta equação é mais apropriada para areias. No caso de argilas, uma melhor correlação pode ser obtida entre o índice de vazios e o logaritmo do coeficiente de permeabilidade (Pinto, 2000).

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\frac{e_1^3}{(1+e_1)}}{\frac{e_2^3}{(1+e_2)}} \quad (08)$$

## **Influência do grau de saturação**

Em um solo não saturado, a percolação da água não remove todo o ar existente. Permanecem bolhas de ar, contidas pela tensão superficial da água. Isto gera dificuldade na percolação. Por este motivo, o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é menor do que o valor que ele apresentaria se estivesse totalmente saturado. Porém a diferença verificada para os dois casos não é muito grande (Pinto, 2000).

## Influência da estrutura e da anisotropia

O coeficiente de permeabilidade varia de acordo com disposição dos grãos na estrutura. Solos residuais possuem macroporos e conseqüentemente uma elevada permeabilidade. Isto também é significativo para solos compactados, quando compactado mais a seco a disposição das partículas permitem maior fluxo de água do que quando compactado mais úmido, ainda que com o mesmo índice de vazios. Ocorre também que o solo, geralmente, não é isotrópico em relação à permeabilidade, como é o caso de solos sedimentares que costumam apresentar maiores coeficientes de permeabilidade na direção horizontal pelo fato da tendência das partículas de ficarem com suas maiores dimensões orientadas na horizontal. Isto também ocorre em solos compactados, onde comumente o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal pode ser de 5, 10 ou até 15 vezes maior do que na direção vertical (Pinto, 2000).

## Influência da estratificação do terreno

Em função da estratificação do terreno, os valores do coeficiente de permeabilidade são diferentes nas direções horizontal e vertical. Na Figura 2.5  $k_1, k_2, k_3... k_n$ , são coeficientes de permeabilidade das diferentes camadas de espessuras  $e_1, e_2, e_3, ... e_n$ . Sendo assim, podem ser deduzidas as fórmulas dos valores médios de “k” nas direções paralela e perpendicular aos planos de estratificação (Caputo, 1988).



Figura 2.5 – Fluxo nas direções Horizontal (a) e Vertical (b)

Na direção horizontal, todos os estratos têm o mesmo gradiente hidráulico (i). Portanto:

$$k_h = \frac{\sum k_i e_i}{\sum e_i} = \frac{\sum k_i e_i}{L} \quad (09)$$

Na direção vertical, a velocidade (v) é constante quando o escoamento é contínuo. Portanto:

$$k_v = \frac{\sum e_i}{\sum \frac{e_i}{k_i}} = \frac{L}{\sum \frac{e_i}{k_i}} \quad (10)$$

Para camadas de mesma permeabilidade “ $k_h = k_v$ ”. Verifica-se, ainda que em todo depósito estratificado, teoricamente “ $k_h > k_v$ ” (Caputo, 1988).

## 2.1.6 - Infiltração

A infiltração representa a passagem da água da superfície para o interior do solo. O regime de infiltração determina a parcela da precipitação que irá se infiltrar e por consequência, aquela que contribuirá para o escoamento superficial direto. O regime também permite estabelecer a potencialidade de formação de vazões elevadas quando da ocorrência de precipitações intensas, bem como, do armazenamento temporário da parcela da precipitação que se infiltra (Silva, 2008).

### 2.1.6.1 - Fatores que influenciam na infiltração

Os fatores que influenciam na infiltração podem ser intrínsecos ou extrínsecos ao solo.

Intrínsecos ao solo:

- Classe de solo: textura, grau de estruturação, estabilidade estrutural e grau de compactação natural, teor de matéria orgânica;

- Condições de superfície: compactação natural, declividade;
- Homogeneidade do perfil do solo;
- Teor de água no perfil do solo.

Extrínsecos:

- Precipitação – intensidade e duração; precipitação antecedente;
- Manejo do solo (preparo; compactação, tipo de cobertura vegetal).

### **2.1.6.2 - Velocidade de infiltração (V I)**

Representa a taxa de entrada da água no interior do solo (lâmina/tempo; volume/unidade de área na unidade de tempo).

### **2.1.6.3 - Capacidade de infiltração (C I)**

É a taxa máxima de entrada de água no interior do solo, sob determinadas condições. Para dimensionar a velocidade ou capacidade de infiltração é usual o mm/h e o cm/h. A capacidade de infiltração representa o valor máximo que a velocidade de infiltração pode ter, sendo variável de solo para solo e para um mesmo solo em função do teor de água existente no seu perfil. Quando a intensidade de precipitação é menor do que a capacidade de infiltração, a água infiltra-se no solo, numa velocidade igual a essa intensidade, não ocorrendo escoamento superficial. A velocidade de infiltração é determinada pela intensidade de precipitação. Quando por outro lado, a intensidade de precipitação é maior do que a capacidade de infiltração do solo, a água se infiltrará numa velocidade igual à capacidade de infiltração, a velocidade será máxima e haverá escoamento superficial. Neste caso, a velocidade de infiltração é determinada pelo solo (Silva, 2008).

Sendo considerado: T. A. - Taxa de Aplicação:

Quando  $T.A. < C I \Rightarrow VI = T.A.$ ; não ocorrendo escoamento superficial.

Quando  $T.A. > C I \Rightarrow VI = C.I.$ ; gerando escoamento superficial.

Na Figura 2.6 pode-se verificar a variação da capacidade de infiltração com o tempo quando  $TA > CI$ , a qual é variável no decorrer do tempo e decrescente. O valor da velocidade de infiltração (VI) é determinado pela taxa de aplicação até o tempo  $t = 1$ , a partir do qual passa a ser determinado pelo valor da capacidade de infiltração (CI). Na realidade, a taxa de aplicação determina o valor da VI um pouco além de  $t = 1$ , até o tempo  $t = p$ , pelo fato de que a curva de CI só pode ser considerada em situações em que sempre  $TA > CI$ , possibilitando o retardamento do início do escoamento superficial (Silva, 2008).

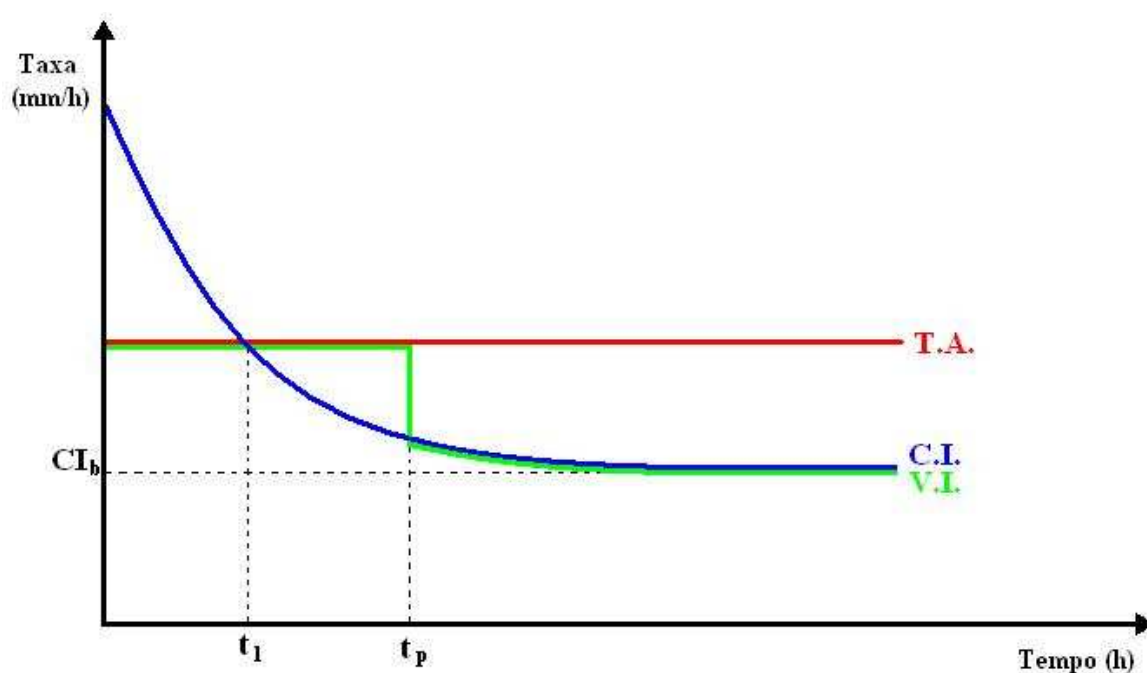


Figura 2.6 – Capacidade de infiltração em função do tempo e relação da VI com TA (Silva, 2008).

#### 2.1.6.4 - Lâmina infiltrada acumulada

Representa a lâmina de água que infiltrou (real) ou que poderia infiltrar (potencial) ao fim de determinado tempo. No primeiro caso, é a parcela de uma chuva que penetrou no perfil do solo, estimado como sendo a área sob a curva de VI até o tempo estabelecido. Já no segundo, é a lâmina de água que o solo permite que se incorpore no seu perfil, estimada como sendo a área sob a curva de CI. As unidades mais usuais são o mm e o cm. Quando a  $TA > CI$  (VI é determinada por CI) a infiltração real é igual a potencial (Silva, 2008).

### 2.1.6.5 - Equações da capacidade de infiltração

Existem várias equações para representar a capacidade de infiltração, dentre elas estão a de Kostiakov e a de Horton (Silva, 2008).

Na equação de Kostiakov (equação 11), a capacidade de infiltração é determinada por:

$$CI = K * t^{-n} \quad (11)$$

Onde:  $CI$  - Valor da Capacidade de infiltração num instante  $t$  (mm/min; mm/h);

$t$  - Tempo decorrido desde o início do processo (min; h).

$K$  - Capacidade de infiltração no tempo  $t = 1$ , conhecida como sorptividade;

$n$  - parâmetro característico do solo [ $n$ ] < [1] (dá uma idéia do decréscimo de  $CI$  com o tempo).

A equação de Kostiakov é imprópria tanto para  $t = 0$  quanto para  $t \rightarrow \infty$ , pois, os valores resultantes nestas condições são irrealis, caracterizando descontinuidade. Neste caso, pode-se adotar a modificação proposta por Lewis (equação 12), que elimina uma das limitações da equação (Silva, 2008).

$$CI = K * t^{-n} + CI_b \quad (12)$$

Onde:  $CI_b$  - Capacidade de infiltração básica do solo, que caracteriza a situação de equilíbrio dinâmico do regime de infiltração.

A Equação de Horton (equação 13) é representada por:

$$CI = CI_b + (CI_0 - CI_b) * \exp(-k * t) \quad (13)$$

Onde:  $CI_b$  - Valor para o qual tende  $CI$ , para  $t$  muito grande;

$CI_o$  - Valor inicial de  $CI$ , para  $t = 0$ ;

$k$  = constante característica do solo

As equações da capacidade de infiltração somente são válidas quando a taxa de aplicação (precipitação) supera a velocidade de infiltração durante todo o intervalo de tempo sob análise. Este fato restringe em muito a aplicabilidade das mesmas, principalmente para taxas de aplicações variáveis no tempo. Devido a isto, a equação mais utilizada é aquela relativa à lâmina infiltrada acumulada ( $I$ ) (Silva, 2008).

### 2.1.6.6 - Equação da lâmina infiltrada acumulada ( $I$ )

A Lâmina Infiltrada Acumulada potencial ( $I_{pot}$ ) é obtida pela equação 15:

$$I_{pot} = \int CI.dt \quad (14)$$

$$I_{pot} = C * t^m \quad (15)$$

Onde: -  $I_{pot}$  - Lâmina infiltrada acumulada que potencialmente o solo permite infiltrar no tempo  $t$  em (cm ou mm);

$C$  - Lâmina infiltrada no tempo  $t = 1$ ;

$m$  - Parâmetro característico do solo;

$t$  - Tempo acumulado (min ou h).

A Lâmina Infiltrada Acumulada real ( $I_{real}$ ) é obtida pela equação 16:

$$I_{real} = \int VI.dt \quad (16)$$

Onde -  $I_{real}$  - Lâmina infiltrada acumulada que realmente infiltrou no solo no tempo  $t$  em (cm ou mm).

## **2.2 – Métodos utilizados na determinação da permeabilidade dos solos em campo e em laboratório**

Nesta etapa são classificados e apresentados os principais métodos e equipamentos utilizados na determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos em campo e em laboratório.

### **2.2.1 – Ensaio de permeabilidade nos solos**

Os ensaios de permeabilidade em solos são realizados com a finalidade de determinar os coeficientes de permeabilidade dos locais objetos de estudo para implantação de obras civis e tem maior frequência de utilização voltada para as etapas de investigação de projetos de barragens, em menor escala, são usados em obras de implantação de estradas (ABGE, 1996).

Os ensaios de permeabilidade realizados em laboratório são mais controlados, mas, por mais que se tenha cuidado na retirada da amostra, sempre se causa alguma perturbação. Além disso, estes ensaios têm menor representatividade do que um ensaio de campo, já que uma amostra não pode englobar algumas estruturas do solo tais como raízes, macro poros e fraturas. Os ensaios em campo, apesar de terem uma maior representatividade, são menos controlados e, muitos, requerem a instalação de aparelhos pesados e complicados, sendo muito lentos e caros, além de perturbarem as condições naturais do solo. Além disso, na maioria dos ensaios “in situ”, o estado de tensões não pode ser controlado e o gradiente hidráulico não pode ser medido com exatidão. Por isso a condutividade hidráulica é, geralmente, uma estimativa conservadora (Benson, et al., 1994).

### **2.2.2 – Classificação dos ensaios**

Do ponto de vista hidrogeotécnico os ensaios de permeabilidade podem ser classificados conforme a maneira em que os mesmos são realizados (nível constante ou variável) ou em



relação ao diferencial de pressão que é aplicado ao aquífero, podendo ser positivo (ensaio de carga) ou negativo (ensaio de descarga). Contudo, na prática os ensaios de permeabilidade em campo estão intimamente associados ao método de prospecção empregado (sondagens a trado e a percussão, poços e cavas). Sendo limitado aos ensaios realizados nas porções não saturadas (acima do lençol freático) a utilização do método que contempla a injeção de água, ou seja, ensaios de carga (ABGE, 1996). A Tabela 2.3 apresenta uma classificação proposta pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.

<b>Maneira de Realização</b>	<b>Pressão aplicada</b>	<b>Denominação dos ensaios</b>	<b>Método de prospecção</b>
Nível Constante	Carga	Infiltração	Sondagens, poços e cavas
	Descarga	Bombeamento	Poços e sondagens
Nível Variável	Carga	Rebaixamento	Sondagens e poços
	Descarga	Recuperação	Poços e sondagens

Tabela 2.3 – Classificação dos ensaios de permeabilidade (ABGE, 1996).

Os ensaios a nível constante são realizados através da manutenção do nível d'água em um furo de sondagem, poço ou cava, através da introdução de água (ensaio de infiltração) ou através da retirada de água (ensaio de Bombeamento). Nos ensaios a nível variável, o nível natural é alterado para uma posição inicial de ensaio, e a tendência do nível a voltar à posição original é acompanhada ao longo do tempo. O nível inicial de ensaio pode ser obtido através da introdução de água (ensaio de rebaixamento), ou através da retirada de água (ensaio de recuperação).

### **2.2.3 – Métodos indiretos para determinação da permeabilidade dos solos**

A velocidade com que um solo recalca quando submetido a uma compressão depende da velocidade com que a água sai dos vazios. Depende, portanto, de seu coeficiente de permeabilidade. Os ensaios de adensamento são realizados para o estudo de recalques e de

seu desenvolvimento ao longo do tempo. Analisando os dados resultantes destes ensaios, com base nas teorias correspondentes, pode-se obter o coeficiente de permeabilidade do solo ensaiado (Pinto, 2000).

A permeabilidade de um solo pode ser previamente estimada com base em sua granulometria através da utilização da equação elaborada por Hazen (equação 17). Segundo Hazen, a permeabilidade de um solo pode ser estimada através da identificação do diâmetro efetivo ( $d_{10}$ ), que é o diâmetro em que o peso de todos os grãos menores constitui 10% do peso total da amostra (Mello & Teixeira, 1967).

$$K = C.d_{10}^2 \quad (17)$$

Onde: K – Coeficiente de permeabilidade expresso em cm/s;

C – Coeficiente de condutividade ( $90 < C < 120$ ), sendo  $C=100$  muito usado.

$d_{10}$  – Diâmetro efetivo em cm;

Embora esta fórmula tenha sido determinada de forma empírica com a utilização de grãos de areia uniforme, cujo  $d_{10}$  varia entre 0,01cm e 0,3cm, a estimativa do coeficiente de permeabilidade pode ser usada como ordem de grandeza. A experiência de Hazen pode ser traduzida por tabelas como a Tabela 2.4.

K (cm/s)	10 <sup>2</sup>		1		10 <sup>-2</sup>		10 <sup>-4</sup>		10 <sup>-6</sup>		10 <sup>-8</sup>		
Solo	Pedregulhos				Areias				Areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos				Argilas

Tabela 2.4 – Estimativa da permeabilidade para diferentes solos (Mello & Teixeira, 1967).

## 2.2.4 – Validade dos ensaios de permeabilidade

Para que os ensaios de permeabilidade sejam válidos, é necessário sempre considerar o solo ensaiado como sendo homogêneo, isótropo e onde permaneça válida a Lei de Darcy (ABGE, 1996).

O principal fator condicionante da validade dos ensaios é o regime de escoamento, que deve ser permanente de maneira a permitir o uso da maioria das fórmulas existentes. Este regime pode ser facilmente controlado no campo através das medidas de vazão durante a execução dos ensaios e quando as vazões chegam a uma constância com o passar do tempo é dito que foi atingido um regime permanente de escoamento.

Este regime é atingido mais rapidamente em ensaios feitos abaixo do nível d'água pelo fato do solo estar em um estado de já saturação. Em trechos acima do nível d'água, deve-se dar mais atenção ao tempo de decorrência do ensaio, para se evitar distorção nos resultados finais. Sendo assim, as vazões podem ser consideradas estabilizadas quando não é observada uma variação progressiva nos valores lidos e quando a diferença entre leituras isoladas não supera 20% do valor médio (ABGE, 1996).

## **2.2.5 – A prática dos ensaios em campo**

Na prática, os ensaios de permeabilidade realizados em campo, se encontram bastante vinculados ao método de prospecção, ou seja, ensaios em furos de sondagens a trado e a percussão, em poços e em cavas (ABGE, 1996). Outros ensaios realizados através da utilização de equipamentos previamente elaborados também são muito utilizados, como é o caso do ensaio de tubo aberto, o *open-end-test* e o teste pelo permeâmetro de anel.

### **2.2.5.1 – Ensaios em sondagens**

Em sondagens, os ensaios podem ser realizados com furo revestido ou não, sendo que, quando revestido o trecho de ensaio corresponde ao intervalo entre o final do revestimento e o fundo do furo e quando não revestido, o trecho de ensaio corresponde ao intervalo entre a posição do nível da d'água e o fundo do furo para os ensaios a nível constante e quando à nível variável, o trecho de ensaio considerado é o compreendido entre a posição do nível d'água, na metade do tempo necessário para o rebaixamento considerado no cálculo, e o fundo do furo. É conveniente a escolha de trechos tanto maiores quanto menor for a

permeabilidade estimada, de maneira a permitir uma medida mais facilitada das vazões (ABGE, 1996).

#### **2.2.5.2 – Ensaio em poços**

Em poços, os trechos de ensaio sempre serão delimitados pelo nível da água no poço e o fundo do mesmo. O diâmetro pode variar de 1m a 2m e para ensaios de infiltração, geralmente é utilizada carga hidráulica de 1m (ABGE, 1996).

#### **2.2.5.3 – Ensaio em cavas**

Neste método de ensaio é utilizada uma cava rasa de forma retangular e de seção trapezoidal que é executada no fundo de uma escavação nivelada e na profundidade desejada para o ensaio. Um furo a trado deve ser feito a cerca de 5m do local para a determinação e controle do nível freático. Este tipo de ensaio leva em conta a evaporação da água durante sua execução, este acompanhamento é feito através da utilização de um recipiente de seção conhecida para obtenção da evaporação por unidade de área, em função do tempo (ABGE, 1996).

Na prática do ensaio, em uma primeira etapa, a cava é preenchida até atingir o nível de ensaio que deve ser mantido constante e sendo feito o acompanhamento das vazões infiltradas em função do tempo decorrido até que se observe que a vazão se mantém aproximadamente constante. Na segunda etapa, com a cava seca, é feita uma ampliação em seu comprimento e repete-se novamente o ensaio. O valor de K é determinado através da correlação da vazão antes e após a ampliação da cava (ABGE, 1996).

#### **2.2.5.4 – Ensaio de tubo aberto**

O ensaio de tubo aberto é um ensaio de carga variável que é utilizado para solos de baixa permeabilidade. Sua execução consiste simplesmente em cravar no solo, um tubo de

diâmetro conhecido, até a profundidade onde se deseja determinar o valor do coeficiente de permeabilidade (K) (Caputo, 1988).

#### ***2.2.5.5 – Open-end-test***

O teste é realizado com a utilização de um equipamento composto por um tubo redondo e com diâmetro de 10cm que é cravado a uma profundidade de aproximadamente 10cm no solo a ser analisado. No tubo é instalada uma coluna d'água de 1m acima do solo. A permeabilidade é determinada através da quantidade de água necessária para manter este nível constante no tubo. Este método considera que o solo a ser analisado apresenta uma mesma permeabilidade qualquer que seja a direção do escoamento da água. Sendo assim, tanto para solos arenosos como para qualquer outro tipo de solo, a seguinte equação pode ser aplicada: Velocidade de infiltração = Coeficiente de Permeabilidade. Esta equação revela que a vazão de infiltração que ocorre no subleito não pode ser superior ao coeficiente de permeabilidade da camada superior, que é a camada a ser dimensionada e, conseqüentemente, o valor do coeficiente de permeabilidade irá depender do índice de vazios da estrutura compactada, tamanho dos grãos, forma e homogeneidade dos materiais. O *open-end-test* (Figura 2.7) é considerado como um método simples e rápido para se determinar o coeficiente de permeabilidade “in situ” para solos de subleito (Febestral, 2005).



Figura 2.7 – Permeabilidade “in situ” (*Open-end-test*) (Febestral, 2005).

### **2.2.5.6 – Teste de infiltração por permeâmetro de anel**

Este teste é comumente empregado para se detectar a presença de barreiras ao fluxo vertical quando o solo está em condições de saturação. Também é empregado para estudo de classificação dos solos para irrigação ou ainda para investigações de drenabilidade. São empregados dois anéis, nos quais são fixadas bóias para manutenção do nível constante da água. O teste é geralmente conduzido em camadas de solo situadas entre 0,3m e 1,0m de profundidade, porém o mesmo pode ser conduzido em qualquer profundidade, no entanto, é pouco praticável sua condução além de 3,0m (Winger, 1965).

O equipamento é composto por um cilindro de 30cm de diâmetro interno e de 45cm de altura com um furo para fixação de um suporte de bóia ou válvula a uma distância de 34cm da base do cilindro. A parte inferior do cilindro éafiada para facilitar a penetração no solo. Possui também um cilindro externo com as mesmas características do interno, porém com diâmetro interno de 60cm.

Antes de serem cravados no solo, os cilindros são marcados a 15cm e a 30cm da base, depois são introduzidos até a primeira marca, coloca-se 2,5cm de areia fina lavada no interior do cilindro menor para evitar a formação de suspensão durante a injeção de água. É aconselhado o uso de um pedaço de lâmina plástica para cobrir o cilindro interno, a fim de evitar a evaporação da água utilizada no ensaio (Winger, 1965).

Na condução do ensaio é mantida uma lâmina de água em ambos os cilindros de aproximadamente 15cm de altura durante todo o período do teste. São feitas leituras de vazão com intervalos que dependerão da velocidade de infiltração e podem variar desde trinta minutos até valores superiores a sessenta minutos.

O cálculo da vazão deve ser ajustado através da viscosidade da água quando ocorrer oscilações de temperatura superiores a 2°C. O teste pode ser considerado encerrado após três leituras consecutivas de vazão que apresentem valores iguais ou muito próximos. É então calculado o coeficiente de permeabilidade (Equação 18) (Winger, 1965).

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H} \quad (18)$$

Onde: K – Coeficiente de permeabilidade (cm/h);

Q – Vazão ajustada (cm<sup>3</sup>/h);

L – Altura da coluna de solo testada (cm);

A – Área da base do cilindro (cm<sup>2</sup>);

H – Altura da lâmina de água incluindo a camada de solo (cm).

Para que os resultados obtidos com o uso do permeâmetro de anel possam ser considerados como válidos, deve-se verificar se o solo situado imediatamente abaixo da camada testada possui uma condutividade hidráulica igual ou superior a desta camada. Ocorre também de não ser possível se alcançar um fluxo constante quando as camadas inferiores à camada testada vão se tornando progressivamente mais compactas, vindo a ocorrerem à diminuição da condutividade hidráulica com o decorrer do teste. O teste não pode ser conduzido em camadas com cascalho ou materiais rochosos devido à dificuldade de se introduzir o cilindro. Este ensaio é considerado demorado quando realizado em materiais de baixa permeabilidade, podendo levar até dois dias para se obter valores confiáveis, porém a amostra a ser analisada é bastante volumosa e o procedimento de uso evita ao máximo alterar as condições naturais do solo, desta forma obtêm-se resultados coerentes e seguros (Winger, 1965).

## **2.2.6 – A prática dos ensaios em laboratório**

O coeficiente de permeabilidade de um solo pode ser determinado em laboratório através da utilização de permeâmetros. Estes equipamentos podem ser de carga constante ou de carga variável (Pinto, 2000).

### 2.2.6.1 – Permeâmetro de carga constante

O permeâmetro de carga constante (Figura 2.8) repete exatamente a experiência realizada por Darcy em 1850. O coeficiente de permeabilidade é determinado através da manutenção de uma carga “h”, durante certo tempo, acima de uma amostra de solo de seção “A” e altura “L” conhecidas. A água que atravessa toda a altura desta amostra é colhida e seu volume medido. Conhecidas a vazão e as características geométricas da amostra, pode ser calculado o valor do coeficiente de permeabilidade “K” utilizando diretamente a equação de Darcy (equação 19) (Pinto, 2000).

$$K = \frac{Q}{I.A} \quad (19)$$

Para facilitar a utilização da equação em laboratório, a mesma pode apresentar o formato da equação 20.

$$K = \frac{q.L}{A.h.t} \quad (20)$$

Onde: q – Quantidade de água medida na proveta (cm<sup>3</sup>);

L – comprimento da amostra medido no sentido do fluxo (cm);

A – Área da seção transversal da amostra (cm<sup>2</sup>);

h – Diferença do nível entre o reservatório superior e o inferior (cm);

t – Tempo decorrido entre o início e o fim do ensaio (s).

Este tipo de permeâmetro é geralmente empregado para solos com valores elevados de permeabilidade, como por exemplo, solos granulares (solos com razoável quantidade de areia e/ou pedregulhos) (Caputo, 1988).



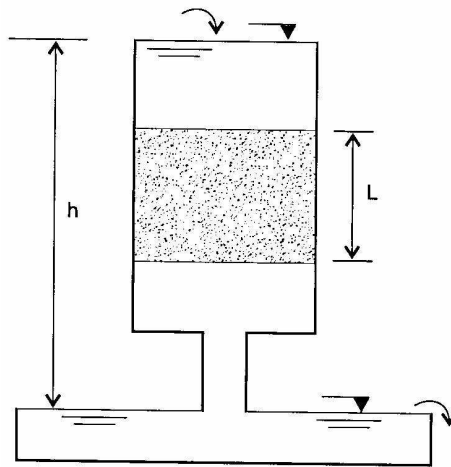


Figura 2.8 – Permeâmetro de carga constante (Pinto, 2000).

### 2.2.6.2 – Permeâmetro de carga variável

Quando o coeficiente de permeabilidade é muito baixo, sua determinação pelo permeâmetro de carga constante é pouco precisa. Emprega-se, então, o permeâmetro de carga variável (Figura 2.9). No ensaio de permeabilidade a carga variável, mede-se as variações da altura do nível da água, em um tubo, obtidos para diversos valores de tempo decorrido desde o início do ensaio até seu termino. O coeficiente de permeabilidade do solo é então calculado fazendo-se uso da lei da Darcy, onde a vazão é medida pela equação 21 (Pinto, 2000).

$$Q = k \frac{h}{L} A \quad (21)$$

Levando-se em conta que a vazão de água passando pelo solo é igual à vazão da água que passa pelo tubo acima da amostra (conservação da energia), então a equação anterior pode ser expressa através da equação 22.

$$Q = \frac{-a \cdot dh}{dt} \quad (22)$$

Sendo “a” a área do tubo e “a.dh” o volume que escoou no tempo “dt” (o sinal negativo é devido ao fato de “h” diminuir com o tempo), as duas expressões de vazão podem ser igualadas, sendo obtido a equação 23.

$$-a \frac{dh}{dt} = k \frac{h}{L} A \text{ ou } \frac{dh}{h} = -k \frac{A}{a.L} dt \quad (23)$$

Integrando a equação 23 da condição inicial (h = hi, t = 0) à condição final (h = hf, t = tf) resulta na equação 24.

$$\ln \frac{hf}{hi} = -k \frac{A}{a.L} t \quad (24)$$

Isolando o coeficiente de permeabilidade “k” na equação 24 é obtida a equação 25 que é utilizada para o cálculo da permeabilidade quando da utilização do permeâmetro de carga variável (Pinto, 2000).

$$k = \frac{a.L}{A.t} \ln \frac{hi}{hf} \text{ ou } k = 2,3 \frac{a.L}{A.t} \log \frac{hi}{hf} \quad (25)$$

Onde: a – Área interna do tubo de carga (cm<sup>2</sup>);

A – Seção transversal da amostra (cm<sup>2</sup>);

L – Altura do corpo de prova (cm),

hi – Distância inicial do nível d`água para o reservatório inferior (cm);

hf – Distância para o tempo final, do nível d`água para o reservatório inferior (cm);

t – Intervalo de tempo para o nível d`água passar de hi para hf (s).

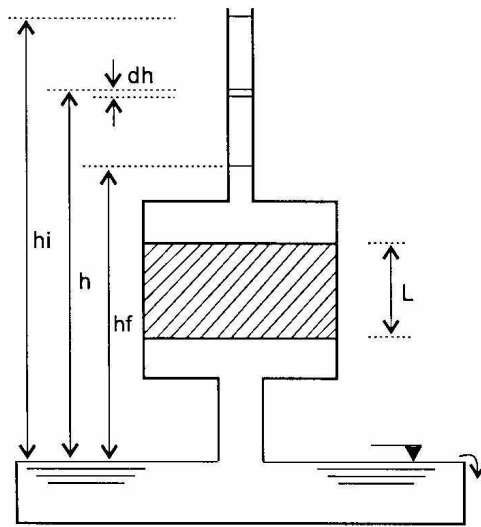


Figura 2.9 – Permeâmetro de carga variável (Pinto, 2000)

## 2.3 – Métodos utilizados na determinação da permeabilidade de superfícies e estruturas de pavimentos

Os métodos e equipamentos utilizados na determinação da permeabilidade na superfície e nas estruturas de pavimentos, em campo e em laboratório, são apresentados nesta etapa.

### 2.3.1 – Ensaio de permeabilidade para pavimentos em campo

A condutividade hidráulica, geralmente expressa em “cm/s”, é função da vazão, da área transversal, do comprimento do percurso e da diferença de pressão. Dois tipos de permeâmetros são particularmente interessantes na avaliação do desempenho dos pavimentos drenantes, os permeâmetros de carga hidráulica variável e os permeâmetros de carga hidráulica constante (Edelino, 2001).

### 2.3.1.1 – Permeâmetro de carga hidráulica variável

O permeâmetro de carga hidráulica variável (Figura 2.10) é um equipamento que permite que determinado volume de água escoe entre uma determinada área da superfície do pavimento a ser analisado. É normatizado em vários países para verificação da eficiência de superfícies de pavimentos drenantes (Edelino, 2001).

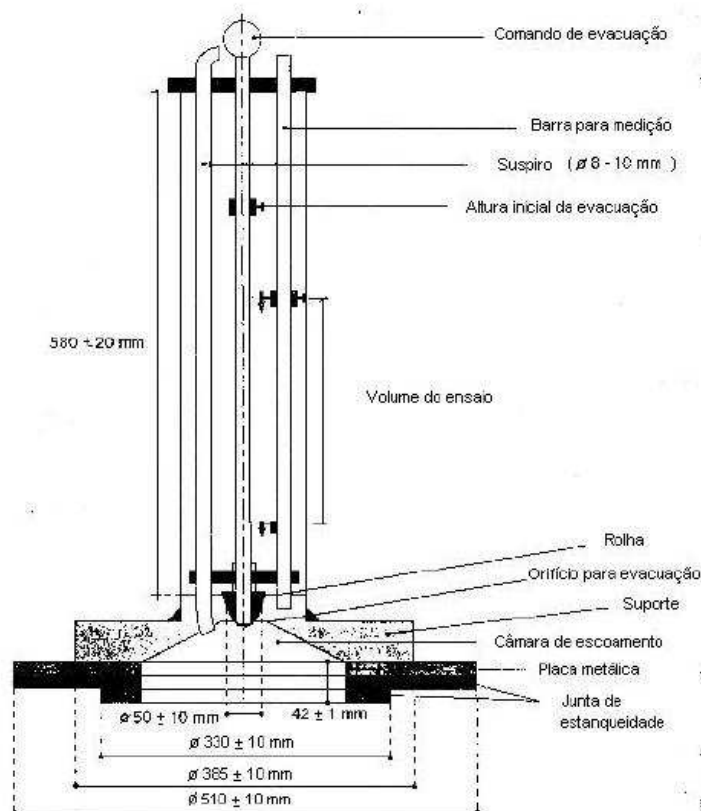


Figura 2.10 – Esquema do permeâmetro de carga variável (Di Benedetto et al. apud Edelino, 2001).

Para utilização do equipamento, inicialmente o local a ser ensaiado deve ser saturado com a injeção de três litros de água, em seguida o aparelho deve ser corretamente posicionado. É medido o tempo (T) necessário para escoar quatro litros de água entre as alturas fixadas de 47,5cm e 21,5cm em relação à base do aparelho. O tempo (T) é transformado (equação 26) em velocidade de percolação média (Vp).

$$V_p = \frac{4000}{490.T} \quad (26)$$

Onde:  $V_p$  – Velocidade de percolação média (cm/s);  
4000 – Volume escoado (cm<sup>3</sup>);  
490 – Área de contato (cm<sup>2</sup>).

### 2.3.1.2 – Permeâmetro de carga hidráulica constante

O permeâmetro de carga hidráulica constante (Figura 2.11) funciona através da medida de vazão sendo mantida uma carga hidráulica constante de 1,5m de coluna de água. Para se obter a velocidade de percolação ( $V_q$ ), é feita a divisão da vazão obtida pela área da seção interior do patim do aparelho ( $A=240\text{cm}^2$ ) (Equação 27). Este aparelho é normalizado na França para a verificação da percolação em superfícies drenantes (Edelino, 2001).

$$V_q = \frac{V}{A} \quad (27)$$

Onde:  $V_q$  – Velocidade de percolação (cm/s);  
 $V$  – Vazão (cm<sup>3</sup>/s);  
 $A$  – Seção interior do patim do aparelho (cm<sup>2</sup>).

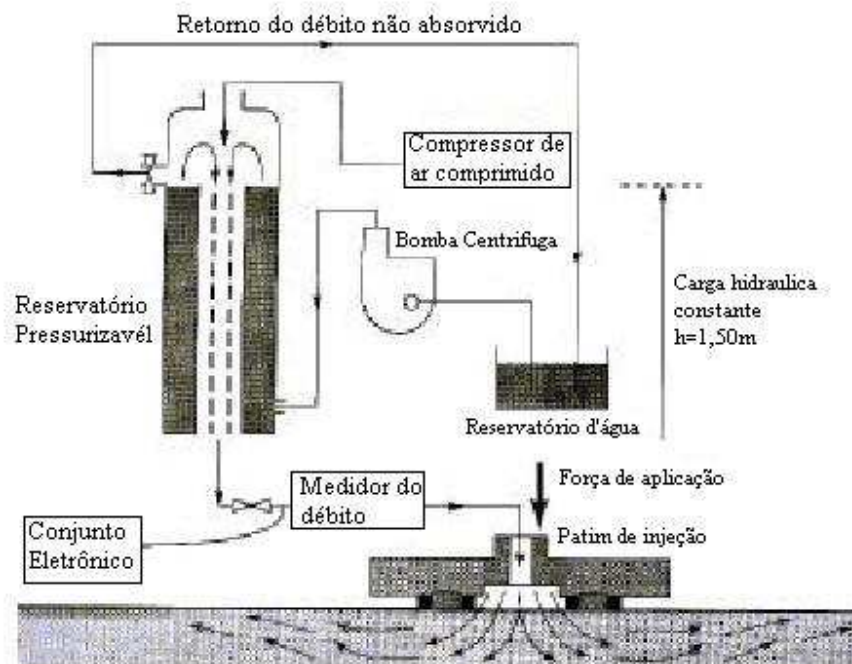


Figura 2.11 – Esquema do permeâmetro de carga constante (Di Benedetto et al. apud Edelino, 2001)

### 2.3.1.3 – Ensaio de infiltração na superfície pelo método do duplo anel

Este ensaio é usado basicamente para medida de controle da capacidade de percolação da água, após a instalação de uma superfície permeável, uma única medida de infiltração com a utilização deste aparelho é suficiente para obtenção de dados de permeabilidade do local. O aparelho tem sua montagem baseada no método do duplo anel (Figura 2.12). Este ensaio pode, evidentemente, ser repetido periodicamente após o pavimento permeável ser posto em serviço, o que possibilitará a avaliação da capacidade de infiltração da estrutura com o passar do tempo de uso (Febestral, 2005).



Figura 2.12 – Ensaio de infiltração baseado no método do duplo anel (Febestral, 2005).

### **2.3.2 – Ensaios de permeabilidade para pavimentos em laboratório**

Os ensaios para determinação da permeabilidade de superfícies ou estruturas de pavimentos em laboratório podem ser realizados com equipamentos simples, exemplo do equipamento desenvolvido para medir a permeabilidade de concretos porosos ou equipamentos mais complexos como a montagem de geradores de chuva artificial.

#### **2.3.2.1 – Equipamento para medir permeabilidade em concreto poroso**

O equipamento que possibilita tomar as medidas de permeabilidade dos concretos porosos (Figura 2.13) foi elaborado no estudo feito por Neithalath et al. (2003).

Consiste em um tubo acrílico longo de 250mm com um diâmetro interno de 92mm. Os 150mm superiores do tubo devem apresentar um diâmetro interno de 95mm de modo que o corpo de prova com dimensões de 150mm de comprimento e diâmetro de 95mm possa ser assentado no anel formado a uma distância de 100mm do fundo. Uma válvula de 50mm de diâmetro conecta a parte do fundo do tubo a uma tubulação vertical, através da qual a água

pode ser drenada para fora. Esta tubulação é posicionada 10mm acima do ponto mais alto do corpo de prova de modo que ocorra somente fluxo saturado durante o teste. Um cilindro acrílico com comprimento de 300mm e com uma régua (escala) é acoplado ao alto do conjunto onde se localiza o corpo de prova e apertado firmemente com o uso de uma luva de borracha. Esta escala é usada para monitorar o nível de água durante o teste.

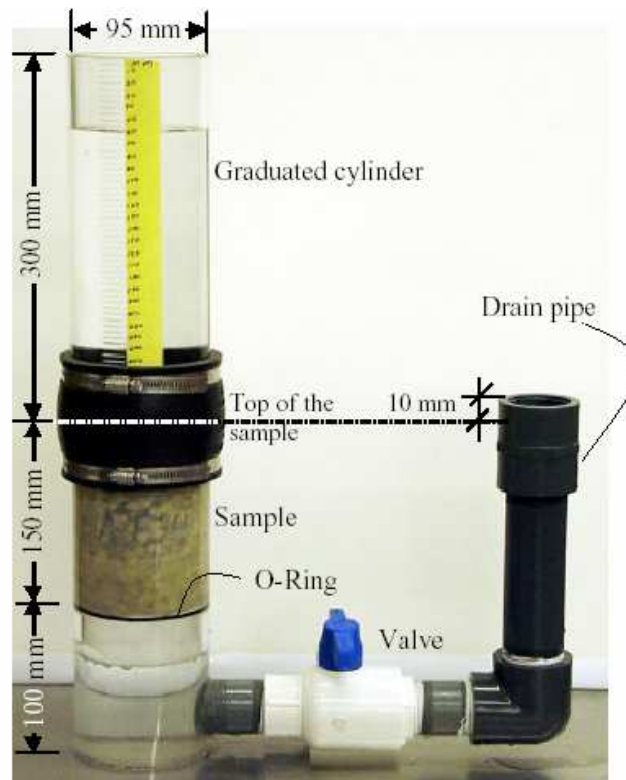


Figura 2.13 – Equipamento para medir permeabilidade do concreto poroso (Neithalath et al., 2003).

Inicialmente o corpo de prova deve ser revestido com uma fina membrana de látex e acoplado ao cilindro de teste. Deve ser adicionada água ao cilindro para encher os vazios do corpo de prova e a tubulação de drenagem. A válvula é então, aberta e a água drenada até que seu nível no cilindro que possui a escala esteja na mesma altura da tubulação de dreno. Isto garante que todo o ar contido nos vazios do corpo de prova foram eliminados, e que o mesmo está completamente saturado (Neithalath et al. 2003).



A válvula é fechada e o cilindro é completado com água. Abre-se novamente a válvula sendo anotado o tempo (t) em segundos que a água leva para descer de uma cota inicial de 290mm (h1) a uma cota final de 70mm (h2). Este procedimento é então repetido três vezes, e o valor médio de (t) é usado para o cálculo. O coeficiente da permeabilidade (K) é calculado de acordo com a lei de Darcy (equação 28).

$$K = \frac{A_1 \cdot L}{A_2 \cdot t} \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (28)$$

Onde: A1 – área da seção transversal da amostra;

A2 – área do tubo;

L – comprimento do corpo de prova.

### ***2.3.2.2 – Constant water level type permeability tester (CWLTP)***

O *Constant water level type permeability tester* simula em laboratório a situação real de um pavimento em campo, é um equipamento que mede a permeabilidade em toda a estrutura do pavimento através da manutenção de um nível constante em sua superfície. Foi utilizado em algumas pesquisas para determinar o coeficiente de permeabilidade em pavimentos intertravados. O CWLTPT é ilustrado na Figura 2.14 (Karasawa & Suda, 1996).

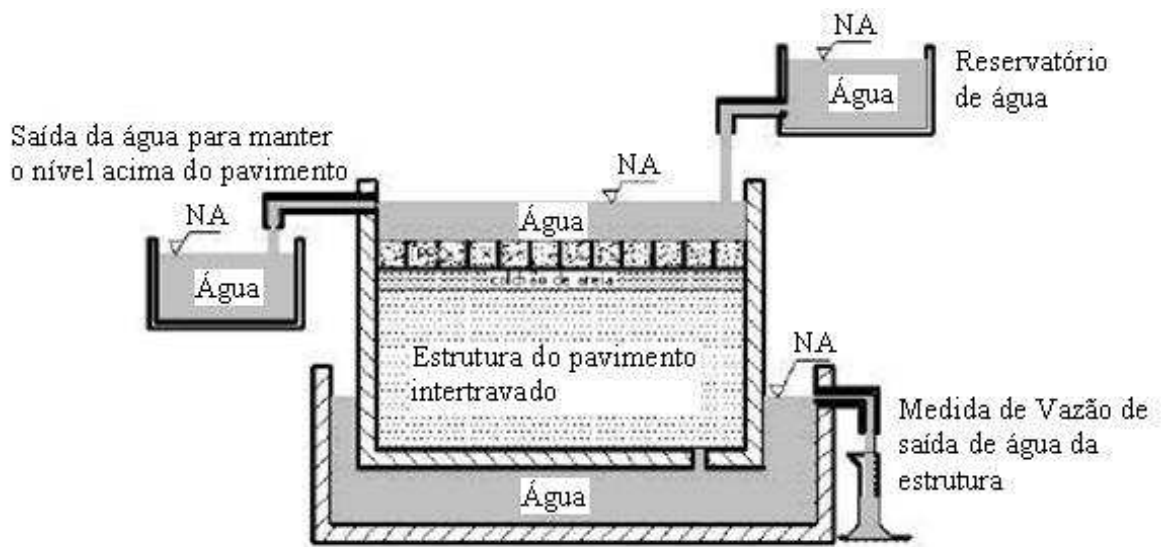


Figura 2.14 – *Constant water level type permeability tester* (Karaswa & Suda, 1996).

### 2.3.2.3 – Gerador de chuva artificial

É um equipamento que possibilita a determinação da permeabilidade e da infiltração da água na estrutura de um pavimento teste montado em escala reduzida. Este ensaio possibilita medir a vazão que escoou pela superfície da estrutura. É baseado na simulação de uma chuva padronizada para cada caso de projeto sobre a superfície do pavimento a ser testado. O gerador de chuva artificial está ilustrado na Figura 2.15 (Karasawa & Suda, 1996).

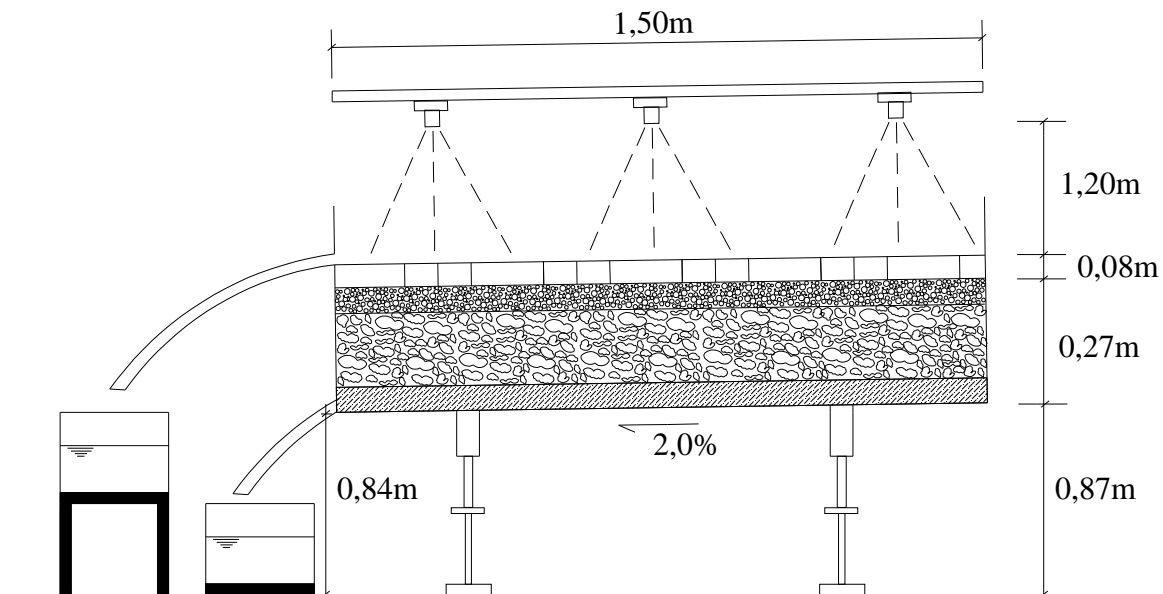


Figura 2.15 – Gerador de chuva artificial (Karasawa & Suda, 1996).

## 2.4 – Estudo das chuvas e vazões de enchente

### 2.4.1 – Medição discretizada das chuvas

A chuva é um processo descrito pela lei da aleatoriedade, ou seja, um método que descreve variáveis através de probabilidades e podem assumir qualquer valor numérico real em um dado intervalo. Isso gera uma dificuldade no tratamento computacional destas variáveis, portanto, é comum que as mesmas sejam apresentadas como eventos temporais discretizados que são obtidos através de observações pontuais, para o caso de coleta de chuvas, são registrados valores discretos em pluviômetros. Para formação de uma série de eventos discretos busca-se o total precipitado em um dia (Nerilo et al, 2002).

### 2.4.2 – Tipos de séries

Dois tipos de séries podem ser utilizados para um estudo de frequência dos dados de chuva. A série anual que consiste em anotar apenas a chuva máxima de cada ano e a série parcial

que constitui as chuvas acima de um valor base independentemente do ano em que possa ocorrer, ou seja, não é definida em termos de ocorrência, mas pela sua magnitude.

A maioria dos trabalhos de investigação e estudos reais utilizam o enfoque das séries anuais devido a fácil aplicação e eficiência no sentido estatístico. As séries parciais, para períodos de retorno inferiores a dez anos, apresentam resultados mais consistentes que as séries anuais. Já para períodos de retorno superiores a dez anos, o emprego de séries anuais ou parciais se tornam indiferentes (Nerilo et al, 2002).

### **2.4.3 – Distribuição de frequência**

Os dados de chuvas máximas anuais de duração de um dia tratam-se de uma coleção de eventos extremos (máximos), portanto, podem ser analisados pela distribuição de Gumbel. Esta distribuição supõe que a amostra de chuvas ( $X$ ) seja ilimitada e na direção positiva. Os maiores eventos de chuva de cada ano, ou seja, a parte que trata dos valores máximos menos frequentes é do tipo exponencial e definida pela função cumulativa de probabilidades (equação 29) (Nerilo et al, 2002).

$$f(X) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (29)$$

Na equação 29,  $\alpha$  e  $\beta$  são, respectivamente, parâmetros de escala e de locação.

### **2.4.4 – Períodos de retorno**

A determinação do período de retorno é uma maneira de estimar, a partir de dados observados, a previsão de futuras ocorrências de certo evento. Pode ser definido como o tempo médio decorrido entre as ocorrências de um evento de exceda ou iguale certa magnitude. Desta forma, as maiores chuvas de ordem  $M$ , em uma série de dados que iguale ou supere  $M$  vezes no período de observação de  $N$  anos, têm uma estimativa do seu período de retorno conforme a equação 30.

$$T = \frac{N + 1}{M} \quad (30)$$

Para séries que possuam número de ordem  $M$  igual ou superior a cinco, os valores calculados do período de retorno são razoavelmente dignos de confiança (Nerilo et al, 2002).

### 2.4.5 – Intensidades de chuvas em Florianópolis

A intensidade é a relação entre a altura pluviométrica e a duração da chuva, geralmente é expressa em milímetros por hora (mm/h). Para projetos de obras hidráulicas é necessário o conhecimento das três grandezas que caracterizam uma precipitação: a intensidade, a duração e a frequência, estas grandezas variam principalmente em função da posição geográfica e das condições climáticas (Nerilo et al, 2002).

O método das relações entre alturas de chuva aproveita uma série de chuvas máximas anuais de duração de um dia. A Tabela 2.5 foi elaborada por Nerilo et al (2002), com dados de 58 anos de observação na cidade de Florianópolis, ou seja, foi utilizada uma série de 58 valores, cada um deles sendo a maior chuva de um dia ocorrida a cada ano.

Intensidade de chuva (mm/h)					
Duração	Período de retorno (anos)				
	5	10	20	50	100
5 min	170,8	185,8	206,7	234,1	259,2
10 min	150,3	169,6	192,6	223,0	240,7
15 min	141,2	164,3	184,7	215,5	238,7
20 min	129,8	149,4	173,8	203,5	222,2
25 min	120,2	142,2	163,4	191,8	212,3
30 min	113,8	134,6	156,6	185,8	205,7
1 h	79,1	94,8	111,8	132,7	149,1
6 h	23,4	28,8	34,4	41,9	47,1
8 h	19,0	23,4	27,6	34,1	38,3
10 h	16,0	19,7	23,5	28,6	32,2
12 h	14,0	17,2	20,3	24,7	27,8
24 h	8,2	10,1	11,9	14,6	16,3

Tabela 2.5 – Intensidade – duração – frequência de chuvas em Florianópolis (Nerilo et al, 2002).

## 2.4.6 – Histórico de precipitações totais mensais em Florianópolis

Uma das variáveis para melhor compreender o regime pluviométrico de uma região, é o quanto chove mensalmente e anualmente sobre aquela determinada região. A pesquisa elaborada por Raimundo (1998), apresenta dados da estação meteorológica de Florianópolis localizada no município de São José, na latitude 27°35', longitude 48°34' e altitude 1,84m, operada pelo INMET – Instituto Nacional de Meteorologia do Ministério de Agricultura, com divulgação dos dados de responsabilidade da EPAGRI (Empresa de Pesquisa Agropecuária e Difusão de Tecnologia de Santa Catarina S.A.). A série histórica de valores de precipitação total mensal da referida estação, obtidas durante 81 anos (Tabela 2.6), aponta os índices Pluviométricos para Florianópolis.

Meses	Precipitação Total Média (mm)	Maior Índice Pluviométrico Registrado (mm)	Menor Índice Pluviométrico Registrado (mm)	Média de Dias de Chuva
Janeiro	190,7	625,0 (1997)	28,6 (1964)	16,7
Fevereiro	182,7	433,9 (1926)	31,7 (1952)	16,4
Março	170,1	460,1 (1928)	29,2 (1953)	15,9
Abril	128,4	443,1 (1918)	14,1 (1978)	12,9
Mai	106,1	345,1 (1976)	3,4 (1968)	10,3
Junho	84,8	345,1 (1912)	0,0 (1948)	9,8
Julho	80,9	513,6 (1983)	4,4 (1988)	10,2
Agosto	93,3	513,6 (1919)	9,1 (1951)	10,5
Setembro	113,4	291,5 (1913)	11,0 (1930)	13,4
Outubro	128,7	295,3 (1925)	15,1 (1918)	14,5
Novembro	130,9	549,7 (1991)	16,6 (1948)	14,4
Dezembro	139,0	563,2 (1995)	27,8 (1992)	15,2
ANUAL	1549,0	2598,6 (1983)	912,6 (1953)	160,2

Tabela 2.6 – Índices Pluviométricos médios para Florianópolis (Raimundo, 1998).

O gráfico das precipitações totais mensais médias (figura 2.16) e o gráfico da média de dias chuvosos (figura 2.17) ajudam a visualizar os dados apresentados na Tabela 2.6.

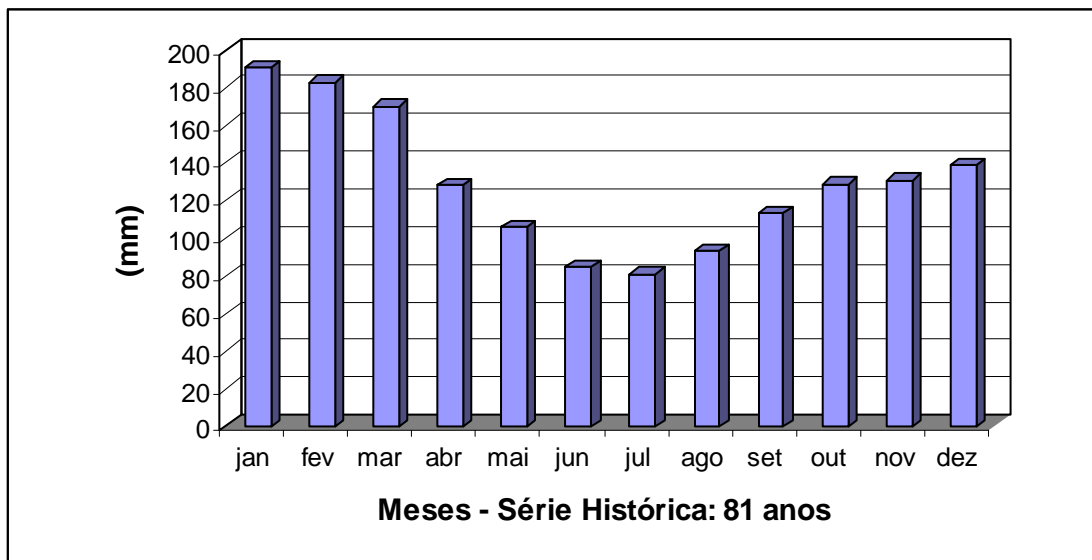


Figura 2.16 – Média das precipitações totais mensais em Florianópolis (Raimundo, 1998).

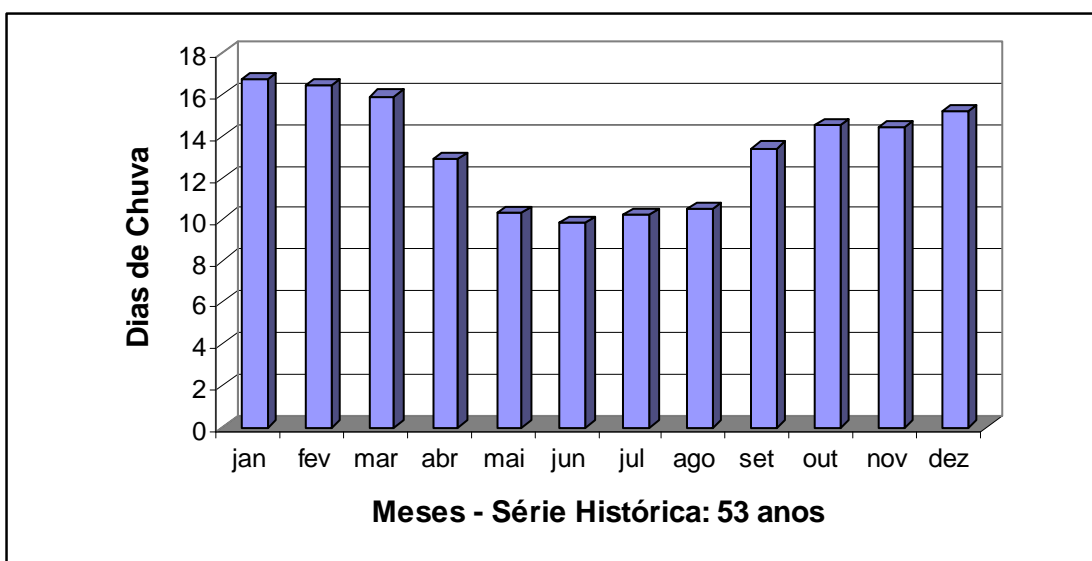


Figura 2.17 – Média de dias Chuvosos mensais em Florianópolis (Raimundo, 1998).

Os meses de maio a agosto apresentam os menores índices pluviométricos, embora em 1983, quando o estado catarinense foi assolado por enchentes, tenha sido registrado um elevado índice mensal, superior a 500mm. No mês de junho de 1948 não foi registrado chuva, sendo o único mês da série histórica em que não choveu (Raimundo, 1998).

A estação chuvosa evidencia-se nos meses mais quentes, onde é bastante comum a formação de trovoadas de verão, dado a elevada evaporação com rápido resfriamento. Estas trovoadas, via de regra, caracterizam-se pelas precipitações de curta duração, com elevada intensidade. O mês mais chuvoso é janeiro, cuja média mensal ultrapassa 190mm, os meses de novembro, dezembro e fevereiro também apresentam precipitações esporádicas bastante elevadas, embora a média mensal, com exceção de fevereiro, não aproxima-se do mês de janeiro. A média total precipitado anualmente sobre o município é de 1549mm, sendo a média mensal anual equivalente a 129mm. O ano mais chuvoso foi 1983, onde o volume precipitado atingiu praticamente 2600mm (Raimundo, 1998).

#### **2.4.7 – Estimativa de vazões de enchentes pelo Método Racional**

O método racional estima vazões de cursos de água, ele está fundamentado no emprego da chamada “fórmula racional” (equação 31).

$$Q = C.i.A \quad (31)$$

Onde: Q – vazão;

C – coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio;

i – intensidade de precipitação;

A – área da bacia.

A equação 31 traduz a concepção básica de que a máxima vazão, provocada por uma chuva de intensidade uniforme, ocorre quando todas as partes da bacia passam a contribuir para a seção de drenagem. O tempo necessário para que isso aconteça, medido a partir do início da chuva, é o que se denomina de tempo de concentração da bacia (Nelson et al., 1976).

O método racional é mais utilizado para estimar vazões de projeto para bacias com área inferior a 3,0Km<sup>2</sup>. Suas estimativas tendem a ser conservadoras (Ramos et al., 1999).



## **2.5 – Peças de concreto para pavimentação**

A norma brasileira NBR9781 (1987) regulamenta as condições exigíveis para aceitação de peças pré-moldadas de concreto, destinadas à pavimentação de vias urbanas, pátios de estacionamentos ou similares. Esta norma define uma peça de concreto para pavimentação como sendo:

“Peça pré-moldada, de formato geométrico regular, com comprimento máximo de 400mm, largura mínima de 100mm e altura de 80mm” (NBR9781/87).

A norma também define resistência à compressão para as peças.

“Resistência apresentada pela peça em uma determinada idade, quando ensaiada com carregamento parcial de sua área superficial conforme a NBR9780” (NBR9781/87).

### **2.5.1 – Resistência à compressão**

O método de ensaio para determinação da resistência a compressão das peças pré-moldadas de concreto para pavimentação é descrito pela NBR9780/87.

#### **2.5.1.1 – Equipamento de ensaio**

A máquina de ensaio a compressão deve ser equipada com dois pratos de aço, sendo o superior articulado, a transmissão da carga deve ser progressiva e sem choques. Duas placas de aço, circulares e com diâmetro  $90\pm 0,5$ mm, denominadas de placas auxiliares de ensaio, devem ser acopladas à máquina, uma no prato inferior e outra no superior, de maneira que seus eixos verticais centrais fiquem perfeitamente alinhados.

### 2.5.1.2 – Determinação da resistência à compressão ( $f_{pj}$ )

As peças, a serem ensaiadas, devem estar saturadas em água e com as superfícies de carregamento capeadas com argamassa de enxofre ou similar, com espessura inferior a 3,0mm. A peça deve ser disposta sobre as placas de ensaio e o carregamento realizado continuamente com velocidade de aplicação entre 300 KPa/s e 800 KPa/s até a ruptura completa.

A resistência à compressão (em MPa) é obtida através da divisão da carga de ruptura (em N) pela área de carregamento (em mm<sup>2</sup>), o resultado deve ser multiplicado pelo fator “P” (Tabela 2.7) em função da altura da peça.

Altura nominal da peça (mm)	Fator “P”
60	0,95
80	1,00
100	1,05

Tabela 2.7 – Fator multiplicativo “P” (NBR9780, 1987)

### 2.5.1.3 – Valor característico da resistência à compressão ( $f_{pk}$ )

A norma NBR 9781 (1987) considera que a resistência à compressão obedece a distribuição normal, por tanto, o valor da resistência característica pode ser calculado pela equação (32).

$$f_{pk} = f_p - t * s \quad (32)$$

Onde:  $f_{pk}$  – Resistência característica à compressão em MPa;

$f_p$  – Resistência média das peças ensaiadas em MPa;

$s$  – Desvio Padrão da amostra em MPa;

$t$  – Coeficiente de student, em função do tamanho da amostra.

A resistência característica, estimada, à compressão deve ser maior ou igual a 35 MPa, para as solicitações de veículos comerciais de linha e maior ou igual a 50 MPa, quando houver tráfego de veículos especiais ou solicitações capazes de produzir acentuados efeitos de abrasão. A NBR 9781 (1987), também estipula valores para a variação máxima permissível nas dimensões das peças de 3,0mm, no comprimento e largura e 5,0mm, na altura.

#### 2.5.1.4 – Influência do fator água/cimento e da idade do concreto na resistência

A resistência à compressão do concreto, para um mesmo cimento, sofre influência de alguns fatores, entre eles estão o fator água/cimento e a idade do concreto (Almeida, 2002).

A lei que liga a resistência do concreto ao fator água cimento é representada pela curva da Figura 2.18. Na curva, a resistência tende a aumentar com o aumento do fator a/c até um valor limite, a partir do qual, a resistência reduz com o aumento deste fator (Almeida, 2002).

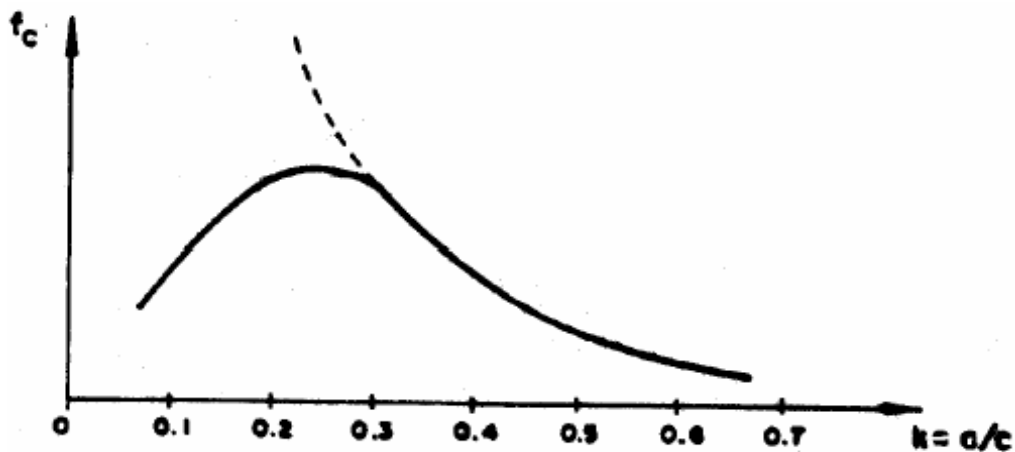


Figura 2.18 – Resistência do concreto em função do fator a/c (Almeida, 2002).

A resistência do concreto aumenta conforme sua idade. Isto pode ser observado na representação feita na Figura 2.19 (Almeida, 2002).

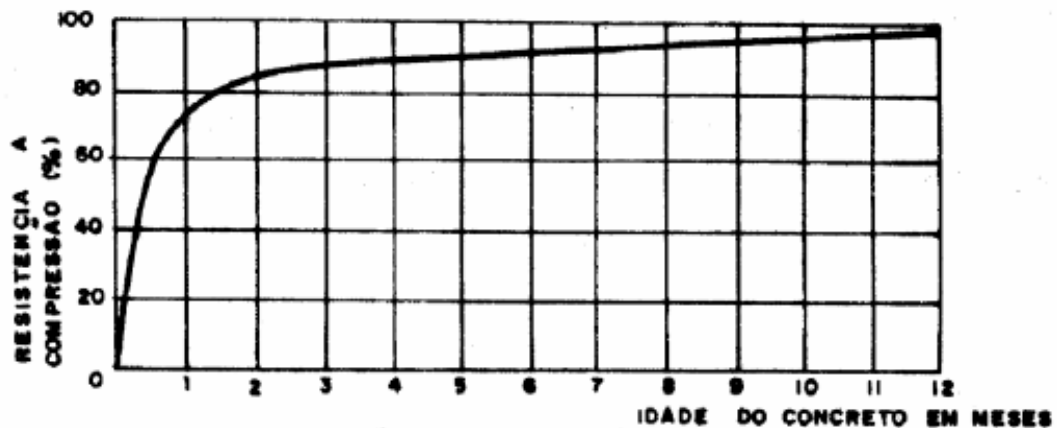


Figura 2.19 – Resistência do concreto em função da idade (Almeida, 2002).

## 2.6 – Os Pavimentos permeáveis

Nesta etapa são descritos os tipos de blocos e os materiais componentes das camadas dos pavimentos permeáveis apresentados no capítulo 1.

### 2.6.1 – Tipos de blocos para estruturas permeáveis

Pensando nas vantagens da utilização deste tipo de pavimento, empresas belgas que fabricam blocos de concreto para pavimentação passaram a fabricar três diferentes tipos de blocos que possibilitam a drenagem das águas superficiais:

Bloco de concreto poroso (Figura 2.20) – Este tipo de bloco possui uma estrutura aberta o que o torna permeável sobre a totalidade do seu volume. Esta estrutura aberta é obtida graças a uma composição específica do concreto;

Bloco de concreto com juntas alargadas (Figura 2.21) – Trata-se de blocos de utilização comum em pavimentação, porém, possuem afastadores alargados que, no momento da execução, cria uma junta mais larga pela qual a água pode escoar mais rapidamente;

Bloco de concreto com aberturas de drenagem (Figura 2.22) – Trata-se de blocos de concreto compostos de aberturas em forma da meia-lua que permitem a infiltração da água existente na superfície.

A escolha do tipo de bloco a ser utilizado depende principalmente do lugar de aplicação, isto garante a qualidade e a durabilidade de um projeto (Febestral, 2005).



Figura 2.20 - Bloco de concreto poroso (Febestral, 2005).



Figura 2.21 - Juntas alargadas (Febestral, 2005)



Figura 2.22 - Aberturas de drenagem (Febestral, 2005)

Para que seja válida a utilização dos blocos permeáveis, as diferentes camadas da estrutura devem dispor igualmente de uma capacidade de drenagem que seja compatível com a permeabilidade do subleito (Febestral, 2005).

## **2.6.2 – Camadas de um pavimento permeável com superfície em blocos de concreto poroso**

As principais camadas de uma estrutura em blocos de concreto poroso são apresentadas nesta etapa. Também são descritos os materiais utilizados, as propriedades mecânicas do concreto poroso, a manutenção do pavimento permeável, a vantagem de utilização do concreto poroso e apresentação de alguns exemplos de aplicação.

### **2.6.2.1 – Subleito**

Em função da permeabilidade do subleito, medida através de ensaios de campo ou laboratório é possível dimensionar uma estrutura, com capacidade de drenar a água superficial, adaptada à situação do local ou impossibilitar o uso da mesma. Para isso é necessário conhecer a sistemática da percolação da água no solo como foi visto no item 2.1 desta revisão.

### **2.6.2.2 – Camada de base**

A construção da base depende, como para as estruturas clássicas, do carregamento do tráfego previsto e da capacidade de suporte da camada de subleito. No entanto, para dimensionar uma base com capacidade de drenagem, estas condições básicas devem sempre ser combinadas com os mínimos de permeabilidade necessários. Por esta razão, somente estruturas compostas de brita graduada não agregada e estruturas de concreto poroso podem ser utilizadas (Febestral, 2005).

A camada de base deve apresentar uma boa compactação, aliada a uma boa capacidade de rolamento e um mínimo de permeabilidade suficiente para encaminhar as águas pluviais para o subleito. Em princípio, todos os materiais clássicos (não agregados) utilizados para bases de pavimentação podem igualmente ser usados para base que drenam, com tanto que os mesmos dêem conta de uma granulometria que garanta ao mesmo tempo uma boa capacidade rolamento (não deformações) e uma boa permeabilidade.

Uma base de concreto poroso constitui uma excelente alternativa para obter uma combinação de capacidade rolamento e de permeabilidade, pois devido à porosidade controlada da estrutura, a permeabilidade pode atingir valores controlados. Esta fundação oferece a vantagem que a sua capacidade rolamento continua a ser intacta quando a fundação encontra-se num estado de saturação. Mantas geotêxteis são usadas entre o concreto poroso e a camada de assentamento a fim de evitar a lixiviação da camada de assentamento (Febestral, 2005).

### **2.6.2.3 – Camada de assentamento**

Para construção de estruturas em blocos de concreto, a espessura da camada de assentamento é de no mínimo 3,0cm e não pode ser superior, após a compactação, a 5,0cm. Esta camada é geralmente composta de uma areia grossa e deve apresentar uma granulometria que permita atingir uma permeabilidade muito próxima a verificada pela camada de superfície em blocos porosos.

A estabilidade da camada de assentamento constitui um dado muito importante em relação ao material utilizado para a base. É muito importante evitar que o material da camada de assentamento seja levado pela água para as camadas inferiores. Se tal cuidado não for tomado, irão ocorrer depressões na superfície drenante. A compactação da camada de assentamento é realizada de maneira indireta após o assentamento dos blocos de concreto (Febestral, 2005).

#### **2.6.2.4 – Camada de superfície em blocos de concreto poroso**

Os concretos porosos são concretos que apresentam porosidade elevada a ponto de permitirem a drenagem da água. Este tipo de concreto é produzido com agregados classificados em função de sua graduação, sendo eliminado ou minimizado o uso da areia. São usados índices baixos de pasta de cimento. O concreto poroso foi usado no Japão em 1983 como camada superficial de áreas destinadas a estacionamentos. Nos Estados Unidos e Europa, seu uso não era popular até o ano de 1990, onde começou a serem estudadas as vantagens desta estrutura em relação à redução do ruído provocado pela interação pneu pavimento (Christory et al. 1993).

Para a obtenção de uma porosidade elevada, os materiais e o método de mistura devem ser cuidadosamente analisados em relação a uma série de parâmetros.

##### **a) Tamanho dos agregados**

Para assegurar que o concreto apresente uma elevada porosidade é necessário que os agregados sejam cuidadosamente selecionados em função de sua graduação. A curva granulométrica deve apresentar aberturas, resultando na falta do material para encher o espaço entre os agregados maiores. Os poros comunicantes e a força de contato são obtidos em função do tamanho dos grãos do agregado fino com relação ao agregado graúdo (Neithalath et al, 2003).

Um estudo elaborado por Onstenk et al., (1993) demonstrou que o tamanho máximo do grão do agregado graúdo tem que ser limitado a 10,0mm. Este estudo relata também que o tamanho de grão do agregado fino tem efeito significativo na porosidade e nas tensões de contato. Gerharz (1999) recomenda que o tamanho dos agregados para concreto poroso seja entre 4,0mm e 8,0mm.

Neithalath et al. (2003) desenvolveu um estudo com diferentes graduações: G8 (passando na peneira de 4,75mm e retido na de 2,36mm), G4 (passando na peneira de 9,52mm e retido



na de 4,75mm) e G3/8"(passando na peneira de 12,5mm e retido na de 9,52mm). Inicialmente foram preparadas três misturas com os agregados exatamente nas granulometrias descritas. Após isto, foram preparadas misturas que proporcionavam estes agregados em 25%, 50% e 75%.

## **b) Quantidade de Cimento**

O concreto poroso é produzido com a quantidade de cimento o suficiente para ligar os agregados. Isto para minimizar a ocorrência da pasta adicional de cimento que escoar através da estrutura, reduzindo seus poros comunicantes. A relação água-cimento é também mantida baixa pelas mesmas razões. Este procedimento assegura uma porosidade residual elevada com características aceitáveis de resistência à compressão (Nelson 1994).

Uma relação água-cimento sendo mantida constante e com valor em torno de 0,33 ajuda a eliminar a quantidade excessiva de pasta de cimento, deixando uma quantidade suficiente para revestir os agregados e evitando o excesso que poderia vir a obstruir os poros (Neithalath et al, 2003).

## **c) Aditivos**

Os aditivos a base de polímeros são utilizados para gerar um aumento na resistência de agregação das partículas, tanto quanto na resistência de compressão do concreto poroso. Quando o teor de cimento é baixo, os minerais finos misturados e os polímeros são incorporados no concreto para melhorar a microestrutura e as tensões máximas suportáveis pelo material (Neithalath et al, 2003).

## **d) Dosagem do concreto poroso**

Reyes e Torres (2002) descrevem que a dosagem do concreto poroso deve resultar em um material que apresente granulometria que permita obter uma dimensão significativa dos poros, facilitando a circulação da água dentro do material. Esta granulometria deve ser

formada com a redução de agregados médios e finos. A mistura deve apresentar uma porosidade de 15% a 20% através da redução da quantidade de argamassa (cimento e areia). A resistência à compressão aos vinte e oito dias deve ser de no mínimo 15MPa, a qual garante resistência ao desgaste por abrasão do tráfego. A permeabilidade mínima para o concreto deverá ser da ordem de  $10^{-4}$ m/s.

Para vibrar este tipo de concreto é recomendado o uso de vibrador mecânico na velocidade mais lenta o possível para evitar a sobre compactação do concreto e alteração de sua característica de permeabilidade (Reyes e Torres, 2002).

### **2.6.2.5 – Propriedades mecânicas do concreto poroso**

A tensão de compressão, a permeabilidade e a porosidade são as principais propriedades mecânicas do concreto poroso.

#### **a) Tensão de compressão**

A NBR 9780/87 é a norma, em vigor no Brasil, que prescreve o método de determinação da resistência à compressão de peças pré-moldadas de concreto destinadas à pavimentação de vias urbanas, pátios de estacionamento ou similares.

Devido à ausência de finos, a resistência à compressão de um concreto poroso tende a ser inferior a de um concreto convencional. As tensões máximas de compressão suportadas por uma mistura de concreto poroso dependem do tamanho e distribuição dos grãos, da porosidade comunicante e o tipo e quantidade de aditivos usados. Onstenk et al. (1993), elaboraram um concreto poroso que apresentou uma resistência à compressão de aproximadamente  $180\text{Kg/cm}^2$ . Neste mesmo estudo, um aumento na resistência a compressão foi observado quando um aditivo a base de polímero foi usado.

O estudo realizado por Reyes e Torres (2002), investigou o comportamento do concreto poroso quando eram adicionadas tiras plásticas obtidas de sacos de leite. O material

componente dos sacos plásticos é o polietileno de baixa densidade (LDPE). Este material possui um bom comportamento a tração, porém a resistência à compressão é deficiente. Mesmo com esta deficiência, os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples em relação à porcentagem de tiras plásticas possibilitou definir que o concreto poroso com tiras de 4,0mm x 20mm em uma quantidade de 0,05% tem a capacidade de produzir um incremento de resistência a compressão de 15,46% em relação ao concreto poroso sem a adição das tiras. Passando a carga de ruptura de 186 kg/cm<sup>2</sup> para 214,76 Kg/cm<sup>2</sup>.

## **b) Permeabilidade**

A capacidade de percolação da água ou as propriedades da drenagem de um concreto poroso são relacionadas com a porosidade comunicante. Para uma porosidade comunicante de 20% a 29%, o coeficiente de permeabilidade encontrado é aproximadamente 0,01 m/s. Os agregados finos são os principais determinantes desta característica (Nissoux et al. 1993).

A permeabilidade do concreto poroso pode ser verificada através da utilização do aparelho mencionado no item 2.3.2.1.

## **c) Vazios Comunicantes (Método do volume)**

Para determinação dos vazios comunicantes através do método do volume, inicialmente o corpo de prova de 150mm de comprimento e diâmetro 95mm é imerso em água por 24 horas para saturação. Após isto, é envolvido em uma membrana de látex e o fundo do cilindro formado pela membrana é selado. Verifica-se a massa da amostra envolvida ( $P_1$ ). Em seguida é adicionada água no alto do corpo de prova até que os poros comunicantes fiquem totalmente cheios ou saturados. É medida a massa do sistema cheio de água ( $P_2$ ). A diferença na massa ( $\Delta P = P_2 - P_1$ ) representa a massa da água nos poros. Esta massa é transformada em volume e expressada como uma porcentagem do volume total do corpo de prova (Neithalath et al, 2003).

Ainda em relação ao estudo elaborado por Neithalath et al. (2003), foi verificado que não ocorreu uma diferença significativa no volume total dos poros entre as misturas com graduações únicas. Para as misturas de agregados de graduação G4 e G8, a porosidade comunicante apresentou valores mais elevados em comparação com as misturas com graduação uniforme, isto ocorreu devido ao aumento do volume dos vácuos da mistura entre partículas grosseiras e finas. A mistura de agregados das graduações G3/8" e G8, apresentou porosidade comunicante mais elevada ou próxima as obtidas pelas amostras de graduação única. Porém, isso não ocorreu, para a misturas de 25% G8 com 75% G3/8" pelo fato de que os agregados G8 preenchem os poros entre os agregados de G3/8". A tabela 2.8, apresenta os dados de porosidade obtidos no estudo de Neithalath et al.

<b>Mistura (% - agregado)</b>	<b>Porosidade (%)</b>
100% de G8	20,7
75% de G8 + 25% de G4	20,8
50% de G8 + 50% de G4	24,7
25% de G8 + 75% de G4	22,5
100% de G4	20,6
75% de G8 + 25% de G3/8"	22,5
50% de G8 + 50% de G3/8"	19,0
25% de G8 + 75% de G3/8"	17,4
100% de G3/8"	19,3
50% de G4 + 50% de G3/8"	26,4

Tabela 2.8 – Dados da porosidade obtidos no estudo de Neithalath et al.(2003)

### **2.6.2.6 – Manutenção do pavimento permeável**

A obstrução dos poros limita a capacidade de drenagem dos pavimentos permeáveis fazendo com que os mesmos percam esta capacidade. Este problema pode ocorrer devido ao acúmulo de sujeira nos poros do pavimento principalmente devido ao desgaste de pneus. Existem vários métodos de limpeza que são recomendados, porém o que apresenta maior eficiência é uma combinação que consiste em lançar um jato de água e promover a sucção desta água juntamente com a sujeira (Sandberg, 2002).

### **2.6.2.7 – Vantagens da utilização do concreto poroso como pavimento**

A principal vantagem da utilização deste tipo de estrutura para pavimentos urbanos esta voltada para a redução das inundações e enchentes. Mas, além desta, a utilização deste sistema apresenta outras várias vantagens significativas:

Através da infiltração natural da água no subsolo, o lençol freático é abastecido, vindo a manter seu nível normal.

Ocorre a redução da mistura das águas residuais com as águas de superfície, vindo a reduzir a infiltração no solo das águas residuais antes de passarem por processos de tratamento. Devido a esta redução da mistura, também ocorre a redução da quantidade das águas que irão se dirigir para a instalação de depuração, o que permitirá realizar uma melhor depuração com menos gastos.

A necessidade de evacuação das águas das chuvas é consideravelmente reduzida, o que permite diminuir o montante dos investimentos em sistemas superficiais de drenagem. No entanto, uma evacuação, mesmo reduzida, continua a ser necessária, a fim de poder garantir a evacuação das águas no caso de saturação do solo.

Evitando o acúmulo das águas na superfície, estará sendo gerada uma melhor qualidade de vida para os habitantes de uma cidade, pois estará sendo evitado um simples inconveniente como um jato de água que é jorrado nos pedestres com a passagem de um veículo em uma rua com um pequeno volume de água acumulado, além de permitir uma melhor utilização do pavimento pelo motorista em termos de segurança. Também, o trânsito fluirá normalmente sem interrupções devido a excesso de água na via. E por fim, estarão sendo evitadas doenças que podem ser ocasionadas pelo contato das pessoas com águas contaminadas que escorrem superficialmente em dias de chuva.

Os pavimentos permeáveis apresentam redução da ocorrência de spray, melhoram a visibilidade do tráfego sob pavimento molhado e eliminam o fenômeno do espelhamento melhorando a visibilidade noturna.

Christory et al. (1993) descreve que as vantagens da utilização deste tipo de concreto em camadas de pavimentos estão diretamente relacionadas ao encaminhamento das águas para o solo de subleito, que são a redução do risco de hidroplanagem e a redução do ruído.

A redução das águas na superfície para evitar o risco de hidroplanagem foi a principal razão para o uso do concreto poroso, somente mais tarde seu uso foi destinado para a redução do ruído. Este tipo de concreto também é usado no projeto de fundações para estruturas de pavimentos em que se deseja a obtenção de uma drenagem contínua e necessária para estender a vida de serviço (Christory et al. 1993).

A infiltração da água na superfície do pavimento, reduzindo o risco de tráfegar em presença de chuvas, a redução dos gradientes térmicos e de umidade, a redução da distância de frenagem dos veículos, principalmente em condições adversas e a redução da reflexão da luz sobre películas de água superficial, são características que motivam diversos países a potencializar a utilização de pavimentos com estrutura porosa (Reyes e Torres, 2002).

#### **2.6.2.8 – Exemplos de aplicação de pavimentos permeáveis no Brasil**

Knapton e Cook (2000) descrevem sobre a utilização do pavimento permeável em blocos de concreto para o Porto de Santos, no Brasil, que cobria uma área destinada ao depósito de contêineres com 132.000m<sup>2</sup>. Foram utilizados blocos de concreto com espessura de 8,0cm e juntas de 6,0mm. A permeabilidade do colchão de areia foi determinada tendo em vista a capacidade de escoar uma chuva de 36,0mm/h. Outra experiência brasileira utilizando pavimentos permeáveis em blocos de concreto está sendo realizada no Porto de Itajaí, Santa Catarina (Figura 2.23). A permeabilidade do pavimento, para os dois casos, é gerada pelas juntas de 6,0mm entre as peças, pela camada de regularização dos blocos e pelo material de

preenchimento das juntas que é um pedrisco lavado com dimensão máxima entre 3,0mm e 6,0mm (Revista Prisma, 2005).



Figura 2.23 – Pavimento permeável aplicado no porto de Itajaí-SC (Revista Prisma, 2005).

## **2.7 - Classificação dos pavimentos quanto ao tipo de tráfego**

A classificação quanto ao tipo de tráfego, conhecida como classificação segundo a natureza estrutural, leva em conta o número de veículos comerciais por dia. Esta classificação considera o pavimento como sendo de tráfego muito leve quando da passagem de até 3 veículos comerciais por dia; Leve quando da passagem de até 50 veículos comerciais por dia; Médio de 51 a 400 veículos comerciais por dia; Pesado de 401 a 2000 veículos comerciais por dia e muito pesado quando ocorre passagem acima de 2001 veículos comerciais por dia (Senço, 1997).

## 2.8 – Dimensionamento de Pavimentos em Blocos (Método da PCA)

O método de dimensionamento da PCA (Portland Cement Association) baseia-se no método desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, sendo uma modificação do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis levando-se em conta o efeito do intertravamento entre os blocos e segue o princípio de que as camadas do pavimento, a partir do subleito, sejam colocadas em ordem crescente de resistência, de modo que as deformações por cisalhamento e por consolidação sejam tão pequenas que reduzam a um mínimo as deformações verticais permanentes totais (Hallack, 1990).

O cálculo do tráfego é elaborado levando-se em consideração as solicitações equivalentes do eixo padrão de 8,2 tf correspondente ao tráfego de veículos de linha. Para o subleito, o principal parâmetro a ser utilizado no procedimento de cálculo é o Índice de Suporte Califórnia (CBR).

O material granular a ser utilizado na construção das camadas de base e sub-base deve apresentar os requisitos apresentados na Tabela 2.9. Recomenda-se que a espessura mínima para a camada de base seja de 0,15m quando da utilização de materiais granulares.

Característica	Camada	
	Sub-base	Base
CBR	Mín. 20%	Mín. 80%
% passante na peneira de abertura 0,074mm	Máx. 25%	Máx. 10%
LL	Máx. 25%	Máx. 25%
IP	Máx. 10%	Máx. 6%
Compactação	Mín. 95%	Mín. 97%

Tabela 2.9 – Características físicas das camadas de Base e Sub-base (Hallack, 1990).

A camada de assentamento deve ser composta por 4,0 ou 5,0cm de areia livre de impurezas e contendo no máximo 10% de material retido na peneira de abertura 4,8mm e um máximo de 5% em massa de silte mais argila (Hallack, 1990).



A camada de rolamento dever ser composta por blocos pré-moldados de concreto que atendam às normas NBR-9780 e NBR-9781 com espessura mínima dos blocos de 8,0cm. A areia para o preenchimento das juntas deve ser livre de impurezas e fina, com aproximadamente 100% passando na peneira nº16 e 10% passando na peneira nº200.

Por fim, as espessuras necessárias de Base e Sub-base granulares são obtidas em função do tráfego e do valor do CBR do Subleito com auxilio da Tabela 2.10.

Número de solicitações equivalentes do eixo padrão de 8,2tf (80KN)	Espessura da BASE + SUB-BASE (cm)											
	Valor do Índice de Suporte Califórnia (CBR) do Subleito (%)											
	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	15,0	20,0	
1,0E+03	27	21	17									
2,0E+03	29	24	20	17								
4,0E+03	33	27	23	19	17							
8,0E+03	36	30	25	22	19							
1,0E+04	37	31	26	23	20							
2,0E+04	41	34	29	25	22	17						
4,0E+04	44	37	32	28	24	19						
8,0E+04	48	40	35	30	27	21	17					
1,0E+05	49	41	36	31	28	22	18					
2,0E+05	52	44	38	34	30	24	19					
4,0E+05	56	47	41	36	32	26	21					
8,0E+05	59	51	44	39	34	28	23					
1,0E+06	60	52	45	40	35	29	23	16				
2,0E+06	64	55	47	42	38	30	25	17				
4,0E+06	68	58	50	45	40	33	27	19				
8,0E+06	71	61	53	47	42	34	29	20				
1,0E+07	72	62	54	48	43	35	30	21				

Tabela 2.10 – Espessuras necessárias de Base e Sub-base granulares

O estudo bibliográfico, elaborado neste capítulo, apresentou o embasamento necessário para a elaboração das etapas seguintes do estudo sobre pavimentação permeável com uso de blocos de concreto de alta porosidade. O andamento do estudo foi dado através da realização de ensaios laboratoriais para definição das características de cada uma das camadas componentes da estrutura do pavimento. O foco principal do estudo foi voltado para a capacidade de infiltração das camadas de revestimento, assentamento, base e subleito. O capítulo 3 descreve o procedimento e os resultados obtidos na elaboração dos ensaios.

## Capítulo 3

### Descrição dos Métodos e Ensaios de Laboratório

---

O capítulo três está dividido em duas etapas, na primeira é apresentado o estudo realizado no subleito do local selecionado para a pesquisa e o estudo em laboratório de diferentes granulometrias adotadas para os blocos em concreto de alta porosidade. Na segunda etapa é apresentado o procedimento de moldagem dos blocos em tamanho real, estudo das camadas de base e de assentamento da estrutura do pavimento e os ensaios realizados no simulador de chuvas.

## Primeira etapa

### 3.1 – Estudo do subleito

O local selecionado para o estudo do subleito foi o estacionamento do Centro de Ciências Biológicas da Universidade Federal de Santa Catarina (Figura 3.1). O solo do local é arenoso e a amostra para análise foi retirada em uma quantidade de aproximadamente 30Kg a uma profundidade de 45cm (Figura 3.2).



Figura 3.1 – Local selecionado para coleta da amostra do Subleito



Figura 3.2 – Amostra coletada a 45cm de profundidade

Para a amostra de solo do subleito foram realizados os ensaios de massa específica, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria, permeabilidade saturada, compactação e ISC. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização estão expressos na tabela 3.1 e os dados de granulometria na tabela 3.2.

<b>Ensaio do subleito</b>	
Coeficiente de Permeabilidade K (cm/s)	5,87 E-03
Massa específica real (KN/m <sup>3</sup> )	2,63
M.E.A. Máxima do Solo Seco (KN/m <sup>3</sup> )	1,904
Umidade Ótima (%)	8,2
ISC na energia do Proctor normal (%)	9,1
Limite de Liquidez	NL
Limite de Plasticidade	NP

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de caracterização do subleito

Definição	Diâmetro dos grãos (mm)	% na amostra
Argila	Menor que 0,002	0,57
Silte	De 0,002 a 0,06	10,36
Areia fina	De 0,06 a 0,2	31,23
Areia média	De 0,2 a 0,6	22,77
Areia grossa	De 0,6 a 2,0	26,87
Ped. fino	De 2,0 a 6,0	8,20

Tabela 3.2 – Granulometria do subleito

Em análise aos resultados pode ser verificado que a permeabilidade elevada, apresentada pela amostra, é típica de um solo arenoso. Outra característica de solos arenosos, verificada na amostra, é o fato da obtenção de índices de não líquido (NL) e não plástico (NP). A análise granulométrica revelou que 80,87% do material da amostra está compreendido na faixa de areia, que vai do diâmetro de 0,06mm até o diâmetro de 2,0 mm, e que 89,07% da amostra apresenta grãos com diâmetro maior que 0,06mm.

### **3.2 – Análise dos materiais utilizados e das diferentes granulometrias**

Nesta primeira etapa foi realizada a análise dos materiais utilizados na confecção de corpos de prova com diferentes granulometrias e o procedimento de ensaio para determinação da permeabilidade, porosidade e resistência à compressão para cada granulometria estudada. Esta etapa possibilitou definir a granulometria a ser usada na confecção dos blocos para a segunda etapa.

#### **3.2.1 – Cimento**

O cimento usado no estudo foi o Portland Tipo II, com adição de pozolana. A Tabela 3.3 apresenta a composição deste tipo de cimento produzido pela Votorantim cimentos.

Tipo	Sigla	Classe	Norma	Clinquer + Gesso	Calcário	Pozolana
II	CP II Z	32	NBR 11578	76 a 94 %	0 a 10%	6 a 14%

Tabela 3.3 – Composição do cimento utilizado para o estudo

O significado da nomenclatura CP II Z 32 está apresentado na seqüência.

CP – Cimento Portland;

II – Composto;

Z – Adição de Pozolana;

32 – resistência a compressão de 32 MPa.

### 3.2.2 – Agregados

A pedra britada granítica de coloração cinza claro, proveniente da formação Suíte Intrusiva São Pedro de Alcântara, foi usada como agregado graúdo e miúdo para a moldagem dos corpos de prova e dos blocos. O material foi disponibilizado pela pedreira da empresa Saibrita situada na localidade de Forquilha no município de São José-SC.

O material coletado foi seco em estufa e peneirado nas peneiras de abertura de 12,7mm; 9,52mm; 6,35mm; 4,76mm; 2,38mm; 1,19mm; 0,59mm; 0,30mm; 0,15mm e 0,074mm. O peneiramento possibilitou a montagem das curvas desejadas, as quais serão descritas no item 3.2.3. As diferentes curvas possibilitaram a obtenção de diferentes permeabilidades para os corpos de prova moldados.

Foram realizados ensaios de massa específica e absorção para os agregados em estudo, os resultados são descritos na seqüência.

#### 3.2.2.1 – Massa específica e absorção dos agregados

A massa específica do agregado miúdo foi determinada de acordo com a norma DNER-ME194/98 e a massa específica e absorção do agregado graúdo foi determinada de acordo com a DNER-ME195/97. Os resultados dos ensaios individuais para cada graduação e o representativo da amostra estão apresentados na Tabela 3.4.

D max (mm)	peneira passante - peneira retida	Massa esp. (KN/m <sup>3</sup> )	absorção (a) (%)	Massa esp. (KN/m <sup>3</sup> )	absorção (a) (%)
9,52	# 9,52 – 6,35	2,59	1,28	2,62	1,50
6,35	# 6,35 – 4,78	2,56	1,71		
4,78	# 4,78 – 2,38	2,67	-		
0,59	# 0,59 – 0,3	2,64	-		
0,3	# 0,3 - 0,15	2,65	-		
0,15	# 0,15 – 0,074	2,62	-		
0,074	# 0,074 – fundo	2,61	-		

Tabela 3.4 – Massa específica e absorção dos agregados

A massa específica foi determinada para diferentes graduações que apresentaram valores conforme apresentado na Tabela 3.4. Como a massa específica independe do tamanho dos agregados foi determinado o valor médio correspondente a toda a amostra (2,62KN/m<sup>3</sup>). A absorção foi determinada para o agregado com diâmetro maior que 4,78mm e apresentou um valor médio de 1,5%.

### 3.2.3 – Curvas granulométricas

Para possibilitar a análise da permeabilidade, porosidade e resistência à compressão, foram adotadas e preparadas curvas granulométricas com dois diâmetros máximos (12,7mm e 9,52mm). Sendo também adotadas três misturas com granulometrias uniformes dos agregados (#12,7mm-9,52mm; #9,52mm-6,35mm e #6,35mm-4,76mm).

A porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm foi ajustada para as curvas granulométricas elaboradas com os dois diâmetros máximos adotados, este ajuste foi feito de modo que o expoente “n” da curva de Fuller mantivesse o valor de 0,80 para as curvas granulométricas de diâmetro máximo 9,52mm e 0,75 para as curvas granulométricas de diâmetro máximo 12,7mm. O valor do expoente “n” é calculado em função do diâmetro máximo e da fixação da porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm, de acordo com a equação 33.

$$n = \frac{\log\left(\frac{\% P_{0,074}}{100}\right)}{D_{máx} \cdot \log\left(\frac{0,074}{D_{máx}}\right)} \quad (33)$$

Após calcular o valor do expoente “n”, a curva granulométrica pôde ser definida através da utilização da equação de Fuller (equação 34) para cada uma das peneiras.

$$\% \text{ passante} = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (34)$$

Onde: d – Abertura da referida peneira (mm);

D – Diâmetro máximo (mm);

n – Expoente da curva de Fuller.

Da mesma maneira com foi procedido no estudo elaborado por Meurer (2001), foram criadas descontinuidades nas curvas e recalculadas as percentagens retidas em cada uma das peneiras. As descontinuidades consistem na criação de brechas na curva granulométrica a partir da eliminação de agregados de determinado diâmetro.

Para a curva granulométrica com diâmetro máximo de 9,52mm foram criadas duas outras curvas com descontinuidades através da retirada de materiais de tamanhos que vão de 0mm à 2mm (0/2mm) e 0mm à 4mm (0/4mm). A curva granulométrica sem descontinuidade está apresentada na Tabela 3.5 e as duas curvas geradas através das descontinuidades são apresentas nas Tabelas 3.6 e 3.7. Estas tabelas apresentam a %Passante (1) e %Retida (1) que representam a granulometria do material antes da elaboração da descontinuidade, a %Passante (2) e %Retida (3) representam dados da granulometria do material após a elaboração da descontinuidade. A %Retida (2) apresenta os mesmos valores da %Retida (1), porém com a retirada dos valores correspondentes as peneiras desconsideradas a partir da descontinuidade e a %Acumulada é o calculo elaborado após a retirada dos materiais definidos na descontinuidade.

D <sub>máx</sub> = 9,52mm		Descontinuidade = Sem											Fundo	%p200= 2,08 n= 0,80
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07		
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	100,00	72,41	57,54	33,11	19,05	10,89	6,30	3,65	2,08	0	soma= 100 soma= 100
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	14,06	8,16	4,59	2,65	1,57	2,08	
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	14,06	8,16	4,59	2,65	1,57	2,08	
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	14,06	8,16	4,59	2,65	1,57	2,08	
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	42,46	66,89	80,95	89,11	93,70	96,35	97,92	100	
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	100,00	72,41	57,54	33,11	19,05	10,89	6,30	3,65	2,08	0	

Tabela 3.5 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm sem descontinuidade

D <sub>máx</sub> = 9,52mm		Descontinuidade = 0/2											Fundo	%p200= 2 n= 1
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07		
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	100,00	72,41	57,54	33,11	19,05	10,89	6,30	3,65	2,08	0,00	soma= 78 soma= 100
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	14,06	8,16	4,59	2,65	1,57	2,08	
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	0,00	0,00	4,59	2,65	1,57	2,08	
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	0,00	35,48	19,11	31,41	0,00	0,00	5,90	3,40	2,02	2,67	
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	0,00	35,48	54,59	86,00	86,00	86,00	91,90	95,30	97,33	100,00	
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	100,00	64,52	45,41	14,00	14,00	14,00	8,10	4,70	2,67	0,00	

Tabela 3.6 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm com descontinuidade 0/2

Dm <sub>ax</sub> = 9,52mm		Descontinuidade = 0/4											%p <sub>200</sub> = 2,08 n= 0,80 soma= 46 soma= 100
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	100,00	72,41	57,54	33,11	19,05	10,89	6,30	3,65	2,08	0,00
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	24,43	14,06	8,16	4,59	2,65	1,57	2,08
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	0,00	27,59	14,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,57	2,08
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	0,00	59,84	32,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,41	4,51
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	0,00	59,84	92,08	92,08	92,08	92,08	92,08	92,08	95,49	100,00
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	100,00	40,16	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	4,51	0,00

Tabela 3.7 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 9,52mm com descontinuidade 0/4

A Figura 3.3 ilustra de forma gráfica as três curvas de diâmetro máximo 9,52mm.

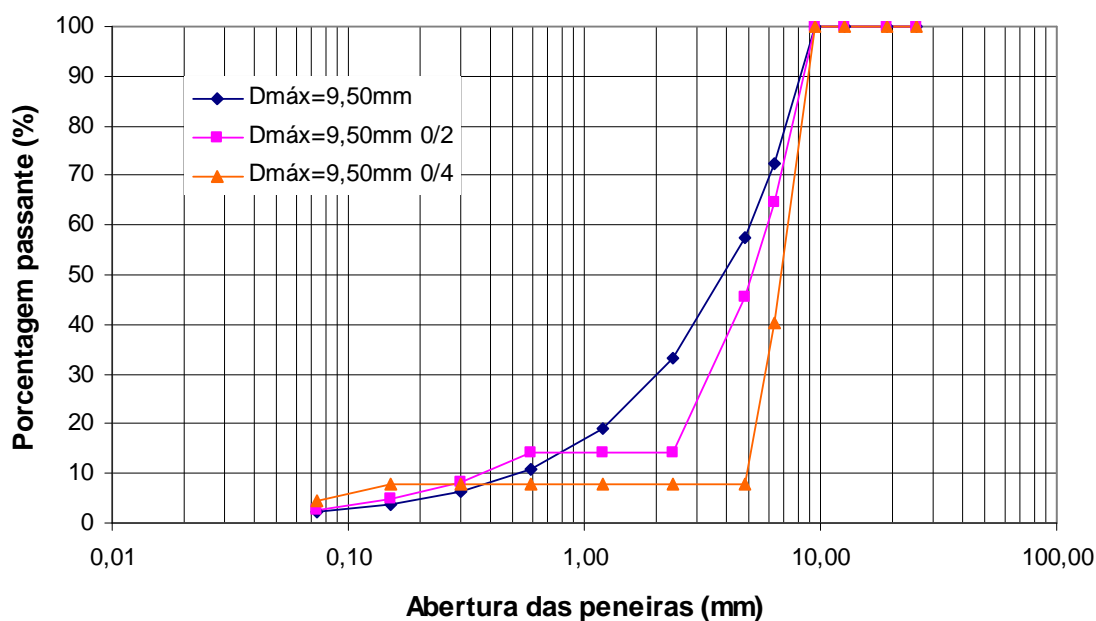


Figura 3.3 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 9,52mm

A retirada de agregados de tamanho 0/2mm e 0/4mm também foi adotada para a curva granulométrica com diâmetro máximo de 12,7mm. Sendo assim, a curva granulométrica sem descontinuidade está apresentada na Tabela 3.8 e as duas curvas geradas através das descontinuidades são apresentas nas Tabelas 3.9 e 3.10.

Dm <sub>ax</sub> = 12,70mm		Descontinuidade = Sem											%p <sub>200</sub> = 2,08 n= 0,75 soma= 100 soma= 100
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,75	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	80,27	59,20	47,66	28,30	16,80	9,91	5,92	3,54	2,08	0
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	11,50	6,89	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	11,50	6,89	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	11,50	6,89	4,00	2,38	1,46	2,08
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	19,73	40,80	52,34	71,70	83,20	90,09	94,08	96,46	97,92	100,00
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	80,27	59,20	47,66	28,30	16,80	9,91	5,92	3,54	2,08	0,00

Tabela 3.8 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm sem descontinuidade



Dm <sub>áx</sub> = 12,70mm		Descontinuidade = 0/2											%p200= 2 n= 0,75 soma= 82 soma= 100
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,75	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	80,27	59,20	47,66	28,30	16,80	9,91	5,92	3,54	2,08	0,00
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	11,50	6,89	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	0,00	0,00	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	24,17	25,82	14,14	23,73	0,00	0,00	4,90	2,91	1,79	2,55
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	24,17	49,99	64,13	87,85	87,85	87,85	92,75	95,66	97,45	100,00
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	75,83	50,01	35,87	12,15	12,15	12,15	7,25	4,34	2,55	0,00

Tabela 3.9 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm com descontinuidade 0/2

Dm <sub>áx</sub> = 12,70mm		Descontinuidade = 0/4											%p200= 2,08 n= 0,75 soma= 62 soma= 100
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,75	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	
% Passante (1)	100,00	100,00	100,00	80,27	59,20	47,66	28,30	16,80	9,91	5,92	3,54	2,08	0,00
% Retida (1)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	19,36	11,50	6,89	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (2)	0,00	0,00	0,00	19,73	21,08	11,54	0,00	0,00	0,00	4,00	2,38	1,46	2,08
% Retida (3)	0,00	0,00	0,00	31,69	33,86	18,53	0,00	0,00	0,00	6,42	3,82	2,34	3,34
% Acumulada	0,00	0,00	0,00	31,69	65,54	84,08	84,08	84,08	84,08	90,50	94,32	96,66	100,00
% Passante (2)	100,00	100,00	100,00	68,31	34,46	15,92	15,92	15,92	15,92	9,50	5,68	3,34	0,00

Tabela 3.10 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 12,7mm com descontinuidade 0/4

A Figura 3.4 ilustra de forma gráfica as três curvas de diâmetro máximo 12,7mm.

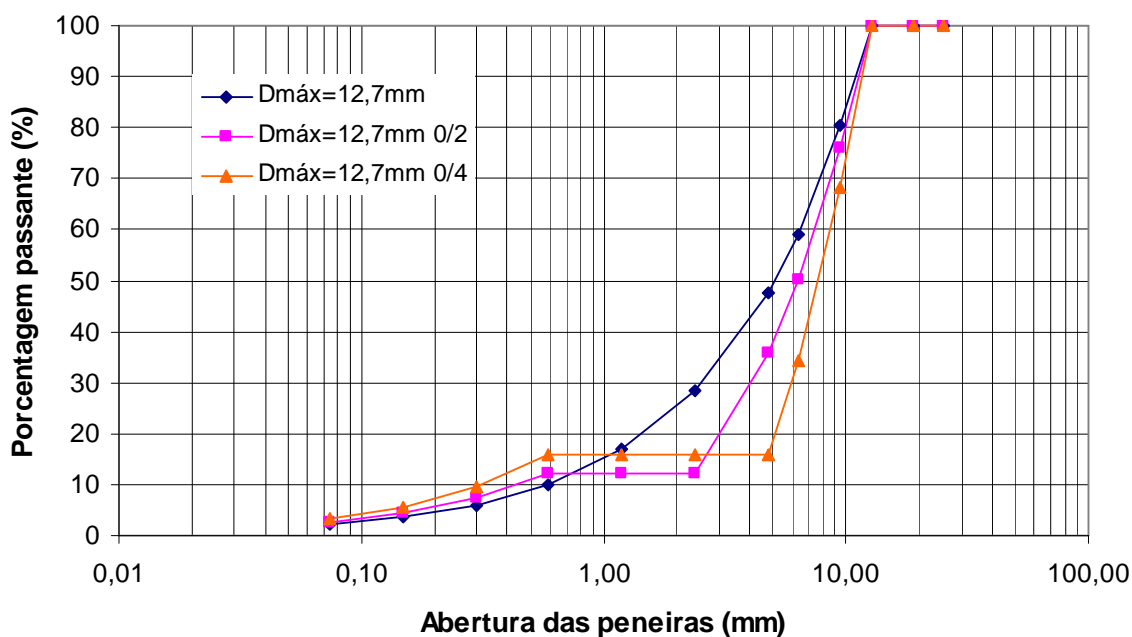


Figura 3.4 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 12,7mm

### 3.2.4 – Moldagem dos corpos de prova

Após a definição das curvas granulométricas, procedeu-se a separação dos materiais para a moldagem de três corpos de prova para cada uma das granulometrias vistas anteriormente e mais três corpos de prova para cada uma das graduações uniformes. Na seqüência, serão

descritas as características dos moldes utilizados, as características da mistura e o processo de mistura para os corpos de prova.

### **3.2.4.1 – Moldes para os corpos de prova**

Para a moldagem foram utilizados moldes feitos com tubos de PVC com diâmetro interno de 97,7mm e altura de 80mm (Figura 3.5). O molde foi encaixado dentro de um tubo de diâmetro 101,6mm para evitar a deformação do PVC durante a cura do concreto.



Figura 3.5 – Moldes em PVC para os corpos de prova

### **3.2.4.2 – Características das misturas**

Após determinar a densidade aparente dos agregados da curva granulométrica, pode ser definido o peso de cada graduação a ser utilizada na moldagem dos corpos de prova. A quantidade de cimento utilizado para todas as misturas foi de 15% em relação ao peso total de agregados somada ao peso correspondente ao material passante na peneira de abertura 0,074mm e que foi substituído por cimento, sendo este último variável de curva para curva.

A relação água-cimento foi mantida constante em todas as misturas e com valor de 0,33. Este valor ajudou a eliminar a quantidade excessiva de pasta de cimento, deixando uma quantidade suficiente para revestir os agregados e evitando o excesso que poderia vir a obstruir os poros.

### **3.2.4.3 – Preparação da mistura e moldagem**

A quantidade em peso dos agregados foi adicionada a uma bacia, seguido pelo cimento. A água foi adicionada lentamente enquanto os materiais secos eram misturados manualmente. Após ser acrescentada toda a água, a mistura manual prosseguiu por mais três minutos. No fim destes três minutos, o fundo e os lados da bacia foram raspados, e a mistura ficou em repouso por aproximadamente um minuto.

Na seqüência, o material foi retirado da bacia e colocado no molde do corpo de prova que estava sobre uma mesa vibratória. Para facilitar o preenchimento do molde, o material era acomodado com leves golpes dados com o cabo da colher usada para a colocação do material no molde. Após o preenchimento, a mesa vibratória foi acionada pelo tempo de um minuto e meio, na seqüência, o molde foi virado e a outra face vibrada também pelo tempo de um minuto e meio. Não foi utilizada vibração por agulha devido à baixa trabalhabilidade do concreto decorrente do tipo de mistura realizada com classificação aberta dos agregados e para evitar possíveis obstruções dos poros. Também, as dimensões pequenas dos corpos de prova impossibilitariam o processo.

Após a moldagem, o corpo de prova era mantido envolto em uma toalha úmida pelas primeiras 24 horas. Na seqüência, o mesmo era encaminhado para uma câmara úmida para proceder a cura. Os ensaios de permeabilidade e porosidade procediam antes do corpo de prova ser retirado do molde e com tempo de cura de 14 dias, o mesmo era então retirado do molde e mantido em câmara úmida até completar 28 dias de cura para ser realizado o ensaio de resistência à compressão. As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam exemplos de corpos de prova moldados para o estudo, no caso, os corpos de prova mostrados representam a curva granulométrica com agregados de diâmetro máximo 9,52mm com descontinuidade 0/2.



Figura 3.6 – Corpos de prova moldados para o estudo ( $D_{\text{máx}}$  9,52mm 0/2)



Figura 3.7 – Vista superior dos corpos de prova ( $D_{\text{máx}}$  9,52mm 0/2)

### 3.2.5 – Permeabilidade saturada

Para possibilitar a verificação da permeabilidade dos corpos de prova, foi elaborado um equipamento semelhante ao equipamento desenvolvido no estudo feito por Neithalath et al. (2003). O equipamento segue o mesmo princípio de funcionamento, porém com algumas modificações. A utilização do mesmo se torna necessária pelo fato do material apresentar um grande número de poros comunicantes, sendo assim, os métodos convencionais que são usados para avaliar a condutividade hidráulica do concreto normal não são diretamente aplicáveis para este tipo de concreto. Na seqüência será apresentado o equipamento desenvolvido, os procedimentos a serem seguidos para a verificação da permeabilidade e os valores dos coeficientes de permeabilidade ( $K$ ) obtidos para cada uma das granulometrias estudadas.

### **3.2.5.1 – Equipamento para determinação da permeabilidade saturada**

O equipamento desenvolvido para possibilitar a determinação da permeabilidade dos corpos de prova está apresentado na Figura 3.8.

O equipamento é composto por um tubo de acrílico com 350mm de comprimento e com diâmetro interno de 96,07mm. Este tubo possui uma régua (escala) que é usada para monitorar o nível da água durante o ensaio. O tubo é acoplado e fixado com a utilização de silicone e com um transpasse de 20mm em uma base formada por um tubo de 101,6mm de diâmetro interno e 200mm de comprimento. Esta base circular está fixada em uma chapa de PVC para dar estabilidade ao equipamento. O corpo de prova a ser ensaiado, juntamente com o molde feito com tubo de PVC, ficará no interior da base circular e situado a 20mm abaixo de seu topo, este posicionamento é possibilitado através da utilização de um apoio para o corpo de prova feito do mesmo tubo de PVC utilizado para o molde.

Uma válvula de 50mm de diâmetro conecta a parte do fundo do tubo usado como base à uma tubulação vertical, através da qual a água é drenada durante o ensaio. Esta tubulação é posicionada 10mm acima do ponto mais alto do corpo de prova de modo que ocorra somente fluxo saturado durante o teste.



Figura 3.8 – Equipamento para determinação da permeabilidade saturada

### 3.2.5.2 – Procedimento de ensaio

O ensaio de permeabilidade saturada deve ser realizado, no mínimo, após 14 dias de cura do corpo de prova. Inicialmente o corpo de prova, antes de ser retirado do molde, deve ser acoplado ao tubo utilizado como base do equipamento (Figura 3.9), sendo seguidas as regras de posicionamento mencionadas anteriormente. É então, feita a fixação do tubo de acrílico com o uso de silicone para impedir o fluxo entre o molde do corpo de prova e o tubo que compõe a base do equipamento e para promover a adesão do tubo de acrílico, impedindo vazamentos durante o ensaio (Figura 3.10). Como o corpo de prova ainda se encontra fixado em seu molde, não há risco de ocorrer o escoamento entre a parede do molde e o corpo de prova.



Figura 3.9 – Acoplamento do corpo de prova à base do equipamento



Figura 3.10 – Fixação e vedação com silicone

Após a fixação do tubo de acrílico, deve ser aguardado em torno de 5 minutos para que o silicone possa promover a adesão. Posteriormente é adicionada água ao cilindro para encher os vazios do corpo de prova e a tubulação de drenagem. A válvula deverá ser aberta e a água drenada até que ocorra equilíbrio do nível da água entre o tubo de drenagem e o tubo de base do equipamento. Isto garante que todo o ar contido nos vazios do corpo de prova foi eliminado e que o mesmo está completamente saturado.

A válvula é fechada e o cilindro é completado com água (Figura 3.11). Abre-se novamente a válvula sendo anotado o tempo ( $t$ ) em segundos que a água leva para descer de uma cota inicial de 290 mm ( $h_1$ ) a uma cota final de 70 mm ( $h_2$ ). Este procedimento é então repetido três vezes, e o valor médio de ( $t$ ) é usado para o cálculo. O coeficiente da permeabilidade ( $K$ ) é calculado de acordo com a lei de Darcy com a utilização da equação 25 apresentada no item 2.2.6.2 do capítulo anterior.



Figura 3.11 – Equipamento pronto para ensaio de permeabilidade

### 3.2.5.3 – Permeabilidade das granulometrias estudadas

Como mencionado anteriormente, para cada uma das granulometrias estudadas foram moldados três corpos de prova, sendo assim, a permeabilidade a ser adotada corresponde a média dos três valores obtidos, para cada uma das curvas, com a determinação de seu respectivo desvio padrão.



Os valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos para as três curvas granulométricas com diâmetro máximo dos agregados de 9,52mm, estão apresentados na Tabela 3.11 na seqüência.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	hi (cm)	hf (cm)	K (cm/s)	K médio (cm/s)	Desvio Padrão
9,52	sem	CP 1	25,96	72,49	75,17	8,09	28	6,00	0,46	0,42	0,15
		CP 2	22,04	72,49	74,91	7,91	28	6,00	0,53		
		CP 3	45,51	72,49	74,93	7,71	28	6,00	0,25		
9,52	0/2	CP 1	13,53	72,49	74,89	8,02	28	6,00	0,88	0,82	0,05
		CP 2	15,07	72,49	74,98	8,04	28	6,00	0,79		
		CP 3	15,33	72,49	74,98	8,09	28	6,00	0,78		
9,52	0/4	CP 1	8,90	72,49	75,01	8,23	28	6,00	1,38	1,21	0,15
		CP 2	11,20	72,49	75,02	8,08	28	6,00	1,07		
		CP 3	10,43	72,49	75,01	8,24	28	6,00	1,17		

Tabela 3.11 – Coeficiente de permeabilidade das curvas de diâmetro máximo 9,52mm

Os valores obtidos para as curvas com diâmetro máximo de 12,7mm, estão apresentados na Tabela 3.12.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	hi (cm)	hf (cm)	K (cm/s)	K médio (cm/s)	Desvio Padrão
12,7	sem	CP 1	20,05	72,49	74,89	8,00	28	6,00	0,59	0,60	0,05
		CP 2	21,81	72,49	74,91	8,07	28	6,00	0,55		
		CP 3	17,88	72,49	74,79	7,87	28	6,00	0,66		
12,7	0/2	CP 1	14,42	72,49	74,91	8,16	28	6,00	0,84	0,82	0,15
		CP 2	18,54	72,49	74,95	8,22	28	6,00	0,66		
		CP 3	12,54	72,49	74,98	8,16	28	6,00	0,97		
12,7	0/4	CP 1	15,23	72,49	75,01	8,14	28	6,00	0,79	0,93	0,14
		CP 2	13,08	72,49	75,02	8,18	28	6,00	0,93		
		CP 3	10,99	72,49	75,01	7,92	28	6,00	1,07		

Tabela 3.12 – Coeficiente de permeabilidade das curvas de diâmetro máximo 12,7mm

A Tabela 3.13 apresenta os valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos para as três graduações uniformes de materiais de diâmetro máximo 12,7mm, 9,52mm e 6,35mm.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	hi (cm)	hf (cm)	K (cm/s)	K médio (cm/s)	Desvio Padrão
6,35	sem	CP 1	5,77	72,49	75,06	8,18	28	6,00	2,11	2,05	0,15
		CP 2	6,45	72,49	74,78	8,14	28	6,00	1,88		
		CP 3	5,58	72,49	75,28	8,18	28	6,00	2,17		
9,52	sem	CP 1	5,01	72,49	74,88	7,96	28	6,00	2,37	2,36	0,10
		CP 2	5,44	72,49	74,98	8,25	28	6,00	2,25		
		CP 3	4,97	72,49	75,21	8,20	28	6,00	2,45		
12,7	sem	CP 1	4,13	72,49	74,95	8,11	28	6,00	2,92	2,86	0,09
		CP 2	4,28	72,49	75,22	8,34	28	6,00	2,89		
		CP 3	4,37	72,49	75,06	8,09	28	6,00	2,75		

Tabela 3.13 – Coeficiente de permeabilidade das graduações uniformes

A moldagem de corpos de prova com graduações uniformes (#12,7mm-9,52mm; #9,52mm-6,35mm e #6,35mm-4,76mm) possibilitaram visualizar claramente a influência do tamanho dos grãos na permeabilidade do material.

### 3.2.6 – Vazios comunicantes

Para possibilitar a verificação dos vazios comunicantes foi usado o método do volume, este ensaio pôde ser realizado devido à presença de grandes poros comunicantes no interior da estrutura. Na seqüência será apresentado o procedimento a ser seguido para a verificação dos vazios comunicantes e os valores do índice de vazios obtidos para cada uma das granulometrias estudadas.

#### 3.2.6.1 – Procedimento de ensaio

Para determinar o percentual de vazios comunicantes através do método do volume, inicialmente o corpo de prova com 97,7mm de diâmetro 80,0mm de altura, sem ser retirado do molde de PVC, foi imerso em água por 24 horas para saturação. Após isto, o mesmo foi removido da água, e mantido em repouso por aproximadamente cinco minutos para eliminação do excesso de água em seu interior. Na seqüência o fundo do molde cilíndrico foi selado com o uso de uma lâmina de alumínio que foi vedada com silicone (Figura 3.12). O próximo passo foi medir a massa do conjunto ( $P_1$ ) formado pelo corpo de prova, molde de PVC e a lâmina de alumínio (Figura 3.13). Em seguida foi adicionada água no topo do conjunto até que os poros comunicantes do corpo de prova ficassem totalmente cheios ou

saturados. Foi então medida a massa do sistema cheio de água ( $P_2$ ). A diferença na massa ( $\Delta P = P_2 - P_1$ ) representa a massa da água nos poros. Esta massa foi então transformada em volume e expressada como uma porcentagem do volume total do corpo de prova para obtenção de uma indicação dos vazios comunicantes totais. Posteriormente, foi determinado o índice de vazios para cada um dos corpos de prova, sendo calculado o valor médio e o desvio padrão de cada uma das granulometrias.

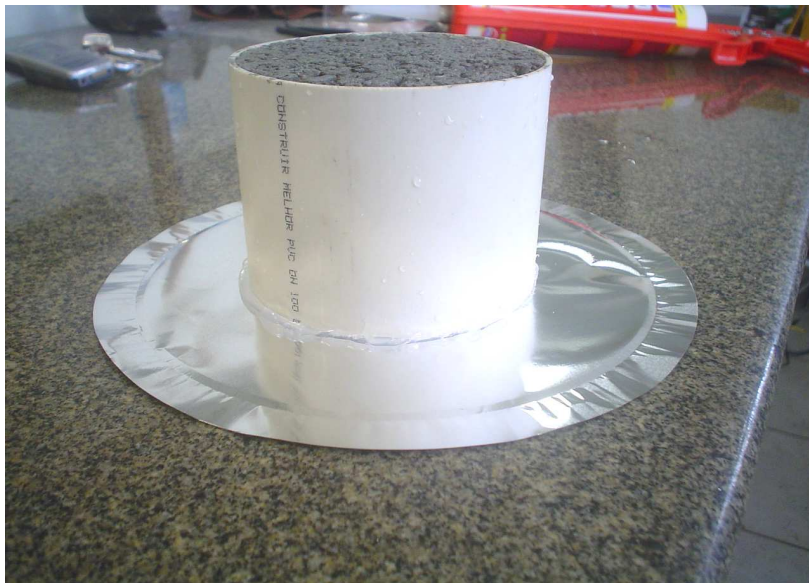


Figura 3.12 – Vedação para ensaio de verificação dos vazios comunicantes



Figura 3.13 – Medida  $P_1$  do ensaio de verificação dos vazios comunicantes

### 3.2.6.2 – Vazios comunicantes das granulometrias estudadas

Os vazios comunicantes foram verificados para os três corpos de prova moldados para cada granulometria estudada. Portanto a determinação do índice de vazios (e) a ser adotado para cada uma das grandezas corresponde à média dos três valores obtidos, com a determinação de seu respectivo desvio padrão.

Os valores percentuais dos vazios comunicantes e a determinação do índice de vazios obtidos para as três curvas granulométricas de diâmetro máximo dos agregados 9,52mm, estão apresentados na Tabela 3.14.

Dmax (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (cm)	Altura (L) do CP (cm)	Volume do CP (cm <sup>3</sup> )	P 1 (g)	P 2 (g)	ΔP (g)	Vazios Comun. (%)	Índice de Vazios (e)	Índice de Vazios Méd.	Desvio Padrão
9,52	sem	CP 1	9,78	8,09	607,74	1250	1336	86	14,15	0,14	0,12	0,03
		CP 2	9,77	7,91	593,00	1226	1309	82,8	13,96	0,14		
		CP 3	9,77	7,71	578,01	1243	1295	51,5	8,91	0,09		
9,52	0/2	CP 1	9,77	8,02	601,25	1239	1333	94,2	15,67	0,16	0,16	0,02
		CP 2	9,77	8,04	602,75	1220	1325	104,5	17,34	0,17		
		CP 3	9,77	8,09	606,50	1276	1361	85,1	14,03	0,14		
9,52	0/4	CP 1	9,77	8,23	616,99	1197	1338	140,7	22,80	0,23	0,21	0,01
		CP 2	9,77	8,08	605,75	1222	1345	122,9	20,29	0,20		
		CP 3	9,77	8,24	617,74	1235	1363	127,7	20,67	0,21		

Tabela 3.14 – Vazios comunicantes e índice de vazios das curvas de diâmetro máximo 9,52mm

Os vazios comunicantes e o índice de vazios obtidos para as curvas de diâmetro máximo 12,7mm, estão apresentados na Tabela 3.15.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (cm)	Altura (L) do CP (cm)	Volume do CP (cm <sup>3</sup> )	P 1 (g)	P 2 (g)	ΔP (g)	Vazios Comun. (%)	Índice de Vazios (e)	Índice de Vazios Méd.	Desvio Padrão
12,7	sem	CP 1	9,77	8,00	599,75	1250	1340	90	15,01	0,15	0,15	0,01
		CP 2	9,77	8,07	605,00	1264	1347	83	13,72	0,14		
		CP 3	9,76	7,87	588,80	1214	1308	93,6	15,90	0,16		
12,7	0/2	CP 1	9,77	8,16	611,74	1278	1373	95,2	15,56	0,16	0,16	0,00
		CP 2	9,77	8,22	616,24	1281	1380	98,3	15,95	0,16		
		CP 3	9,77	8,16	611,74	1268	1367	99,5	16,26	0,16		
12,7	0/4	CP 1	9,77	8,14	610,24	1238	1340	101,6	16,65	0,17	0,17	0,01
		CP 2	9,77	8,18	613,24	1281	1390	108,8	17,74	0,18		
		CP 3	9,78	7,92	594,97	1295	1398	102,9	17,30	0,17		

Tabela 3.15 – Vazios comunicantes e índice de vazios das curvas de diâmetro máximo 12,7mm

Para as três graduações uniformes (#12,7mm-9,52mm; #9,52mm-6,35mm e #6,35mm-4,76mm), os valores de vazios comunicantes e o índice de vazios estão apresentados na Tabela 3.16.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (cm)	Altura (L) do CP (cm)	Volume do CP (cm <sup>3</sup> )	P 1 (g)	P 2 (g)	ΔP (g)	Vazios Comun. (%)	Índice de Vazios (e)	Índice de Vazios Méd.	Desvio Padrão
6,35	sem	CP 1	9,78	8,18	614,50	1109	1296	186,6	30,37	0,30	0,30	0,01
		CP 2	9,76	8,14	609,00	1127	1299	172,5	28,33	0,28		
		CP 3	9,79	8,18	615,76	1100	1289	189,4	30,76	0,31		
9,52	sem	CP 1	9,76	7,96	595,53	1100	1280	180,3	30,28	0,30	0,29	0,01
		CP 2	9,77	8,25	618,49	1134	1311	177,2	28,65	0,29		
		CP 3	9,79	8,20	617,26	1118	1297	178,6	28,93	0,29		
12,7	sem	CP 1	9,77	8,11	607,99	1123	1303	180,7	29,72	0,30	0,29	0,01
		CP 2	9,79	8,34	627,80	1153	1328	175,0	27,88	0,28		
		CP 3	9,78	8,09	607,74	1121	1299	178,5	29,37	0,29		

Tabela 3.16 – Vazios comunicantes e índice de vazios das graduações uniformes

Os corpos de prova moldados com graduações uniformes apresentaram índice de vazios muito próximos uns dos outros, mesmo quando considerada a variação do diâmetro máximo dos agregados de 6,35mm para 12,7mm.

### 3.2.7 – Resistência à compressão

A resistência à compressão foi verificada para os corpos de prova das duas curvas granulométricas com diâmetros máximos de 12,7mm e 9,52mm. O ensaio não foi realizado para os corpos de prova moldados com graduações uniformes, pois estes foram elaborados unicamente para verificação de seu comportamento quanto à permeabilidade e vazios comunicantes. Na seqüência será apresentado o procedimento segundo a NBR 9781/87 para a verificação da resistência a compressão e os valores obtidos para as duas granulometrias analisadas.

#### 3.2.7.1 – Procedimento de ensaio

Para a realização do ensaio de resistência à compressão, o tempo de cura para os corpos de prova foi de 28 dias em câmara úmida. O diâmetro do corpo de prova ( $\pm 97,7$ mm) apresentava um valor muito próximo ao diâmetro das duas placas auxiliares de ensaio descritas no item 2.5.1.1 que é de  $90 \pm 0,5$ mm, sendo assim, a resistência à compressão foi determinada diretamente nas faces dos corpos de prova após capeamento. Para o cálculo, foi considerada toda a área correspondente ao diâmetro do mesmo.

Primeiramente, os corpos de prova foram capeados com argamassa (Figura 3.14) para assegurar que as faces estivessem planas e paralelas durante o carregamento. Na seqüência, os mesmos foram imersos em um tanque com água para saturação por um período de 24 horas.



Figura 3.14 – Capeamento do corpo de prova com argamassa

Após este período de imersão, os corpos de prova foram rompidos em uma prensa (Figura 3.15). A resistência à compressão, para cada corpo de prova, foi obtida através da divisão da carga de ruptura pela área de carregamento em  $\text{mm}^2$ . O resultado foi então multiplicado pelo fator “P” em função da altura da peça, que para o caso dos corpos de provas com altura de 80mm, correspondia ao valor de 1,0 para este fator. A resistência à compressão é obtida em “MPa” se a carga de ruptura for considerada em “N”.



Figura 3.15 – Ruptura por compressão do corpo de prova

O próximo passo consistiu em calcular a média e o desvio padrão dos valores individuais de resistência para possibilitar a determinação da resistência característica à compressão através da utilização da equação 32, apresentada no item 2.5.1.3 do capítulo anterior. O coeficiente “t” de student para “n” igual a três, e um nível de confiança de 80%, tem o valor de 0,962.

### 3.2.7.2 – Resistência à compressão das granulometrias estudadas

Os valores obtidos para as resistências individuais ( $f_{pi}$ ), sua média ( $f_p$ ), desvio padrão ( $s$ ) e resistência característica ( $f_{pk}$ ) das três curvas granulométricas de diâmetro máximo dos agregados 9,52mm, estão apresentados na Tabela 3.17.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (mm)	Altura (h) do CP (mm)	Área carr. (mm <sup>2</sup> )	Idade (dias)	Carga rup. (N)	$f_{pi}$ (MPa)	$f_p$ (MPa)	$s$ (MPa)	$f_{pk}$ (MPa)
9,52	sem	CP 1	97,83	80,85	7516,82	28	113600	15,11	19,22	6,06	13,39
		CP 2	97,66	79,09	7490,72	28	122600	16,37			
		CP 3	97,67	77,14	7492,25	28	196200	26,19			
9,52	0/2	CP 1	97,65	80,17	7489,18	28	181400	24,22	24,10	2,26	21,93
		CP 2	97,71	80,36	7498,39	28	163400	21,79			
		CP 3	97,71	80,92	7498,39	28	197200	26,30			
9,52	0/4	CP 1	97,73	82,33	7501,46	28	134000	17,86	22,24	3,85	18,54
		CP 2	97,73	80,79	7501,46	28	178200	23,76			
		CP 3	97,73	82,44	7501,46	28	188400	25,12			

Tabela 3.17 – Valores de resistência à compressão para as curvas de diâmetro máximo 9,52mm

Os cálculos da resistência à compressão para as três curvas granulométricas de diâmetro máximo dos agregados de 12,7mm, estão apresentados na Tabela 3.18.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (mm)	Altura (h) do CP (mm)	Área carr. (mm <sup>2</sup> )	Idade (dias)	Carga rup. (N)	fpi (MPa)	fp (MPa)	s (MPa)	fpk (MPa)
12,7	sem	CP 1	97,65	80,10	7489,18	28	156800	20,94	20,95	0,66	20,31
		CP 2	97,66	80,67	7490,72	28	161900	21,61			
		CP 3	97,59	78,53	7479,98	28	151800	20,29			
12,7	0/2	CP 1	97,66	81,93	7490,72	28	183000	24,43	23,87	0,54	23,35
		CP 2	97,69	82,23	7495,32	28	178400	23,80			
		CP 3	97,71	81,63	7498,39	28	175200	23,37			
12,7	0/4	CP 1	97,73	81,44	7501,46	28	210400	28,05	28,54	3,03	25,63
		CP 2	97,72	81,79	7499,92	28	193400	25,79			
		CP 3	97,77	79,17	7507,60	28	238600	31,78			

Tabela 3.18 – Valores de resistência à compressão para as curvas de diâmetro máximo 12,7mm

De acordo com a norma brasileira NBR 9781/87, a resistência mínima para blocos em concreto deve ser de 35 MPa. Pôde ser verificado que os corpos de prova, por apresentar elevada porosidade, não atingiram o valor mínimo exigido. Por este motivo, o uso deste tipo de material deve ser cauteloso em relação ao tráfego ao qual o mesmo será submetido.

### 3.2.8 – Curva granulométrica adotada para o estudo da segunda etapa

A curva granulométrica adotada para dar continuidade ao estudo foi a de diâmetro máximo de 9,52mm e com descontinuidade de 0/2mm. Optou-se por usar esta curva devido a mesma apresentar elevado valor característico de resistência à compressão (21,87MPa) aliado a um valor intermediário de permeabilidade (0,82cm/s) com um baixo desvio padrão (0,05cm/s). Se fosse considerada somente a resistência à compressão, a curva adotada seria a de diâmetro máximo de 12,7mm com descontinuidade 0/2mm que apresentou um valor característico de 23,34MPa com um desvio padrão de 0,54MPa. Porém, esta curva apresentou um elevado desvio padrão na permeabilidade (0,15cm/s) para um valor de 0,82cm/s. Sendo, o principal foco do estudo a permeabilidade do material, é que foi decidido pelo uso da curva de diâmetro máximo de 9,52mm e com descontinuidade de 0/2mm.



## Segunda etapa

### 3.3 – Moldagem dos corpos de prova

O processo de moldagem dos corpos de prova da segunda etapa foi o mesmo utilizado para a moldagem na primeira etapa. Porém, para esta segunda etapa, como se tratava de apenas uma granulometria a ser analisada, foram moldados seis corpos de prova (Figura 3.16). Também foram realizados outros dois ensaios que não constavam na primeira parte deste estudo, o ensaio de densidade da mistura e o ensaio cántabro. Outra diferença ficou por conta do ensaio de resistência à compressão, que nesta segunda etapa foi realizado nos blocos moldados. O procedimento dos ensaios e seus respectivos resultados estão descritos na seqüência.



Figura 3.16 – Corpos de prova moldados com a curva granulométrica adotada

#### 3.3.1 – Permeabilidade saturada

Assim como para a primeira etapa, o ensaio de permeabilidade saturada foi realizado exatamente como descrito no item 3.2.5.2. Porém, como foram moldados seis corpos de

prova, a permeabilidade a ser adotada corresponde à média dos seis valores com a determinação de seu respectivo desvio padrão.

Os valores dos coeficientes de permeabilidade obtidos para os seis corpos de prova da curva granulométrica com diâmetro máximo dos agregados de 9,52mm e descontinuidade 0/2mm, estão apresentados na Tabela 3.19.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	t (s)	a (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	hi (cm)	hf (cm)	K (cm/s)	K médio (cm/s)	Desvio Padrão
9,52	0/2	CP 1	13,07	72,49	75,04	8,12	28	6,00	0,92	0,79	0,10
		CP 2	15,21	72,49	74,58	8,11	28	6,00	0,80		
		CP 3	16,82	72,49	74,93	7,86	28	6,00	0,70		
		CP 4	13,76	72,49	75,08	8,11	28	6,00	0,88		
		CP 5	18,14	72,49	74,76	8,04	28	6,00	0,66		
		CP 6	14,93	72,49	74,89	7,86	28	6,00	0,78		

Tabela 3.19 – Coeficientes de permeabilidade da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2

### 3.3.2 – Vazios comunicantes

Da mesma maneira como para a permeabilidade, o procedimento adotado para a verificação dos vazios comunicantes foi o mesmo da primeira etapa e descrito no item 3.2.6.1. Sendo assim, os valores dos vazios comunicantes e do índice de vazios obtidos para os seis corpos de prova moldados para a curva granulométrica adotada estão apresentados na Tabela 3.20.

Dmax (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Diâmetro do CP (cm)	Altura (L) do CP (cm)	Volume do CP (cm <sup>3</sup> )	P 1 (g)	P 2 (g)	ΔP (g)	Vazios Comun. (%)	Índice de Vazios (e)	Índice de Vazios Méd.	Desvio Padrão
9,52	0/2	CP 1	9,77	8,12	608,98	1255	1364	108,4	17,80	0,18	0,17	0,01
		CP 2	9,74	8,11	604,73	1260	1364	103,4	17,10	0,17		
		CP 3	9,77	7,86	589,13	1247	1339	91,8	15,58	0,16		
		CP 4	9,78	8,11	609,12	1248	1355	107	17,57	0,18		
		CP 5	9,76	8,04	601,38	1258	1352	93,9	15,61	0,16		
		CP 6	9,76	7,86	588,76	1204	1305	101,1	17,17	0,17		

Tabela 3.20 – Vazios comunicantes e índice de vazios da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descont. 0/2

### 3.3.3 – Densidade aparente

O ensaio adotado para a determinação da densidade aparente dos corpos de prova foi o mesmo que é adotado para a determinação da densidade aparente de corpos de prova moldados com misturas betuminosas e descrito pela DNER-ME 117/94. Nesta metodologia

de ensaio, o valor da densidade aparente é obtido através de uma relação entre o peso do corpo de prova seco ao ar e a diferença entre o peso ao ar e o peso da mistura em suspensão na água.

### 3.3.3.1 – Procedimento de ensaio

Para a obtenção da densidade aparente, inicialmente o corpo de prova foi pesado seco ao ar ( $P_{ar}$ ), na seqüência, o mesmo foi totalmente envolvido em fita adesiva (Figura 3.17) e medida a massa ao ar do corpo de prova envolvido na fita adesiva ( $P_1$ ), pôde ser então determinado o peso da fita adesiva que envolvia o corpo de prova ( $P_2$ ). O próximo passo foi a aplicação de uma fina camada de parafina que promoveu a impermeabilização da superfície. Foi então medida a massa ao ar do corpo de prova envolvido na fita mais a parafina ( $P_3$ ) e a massa do conjunto imerso em água a temperatura ambiente ( $P_4$ ) ilustrada na Figura 3.18. Por fim, foi determinada a densidade aparente da fita adesiva ( $d_f$ ) e da parafina ( $d_p$ ).



Figura 3.17 – Corpos de prova envoltos em fita adesiva

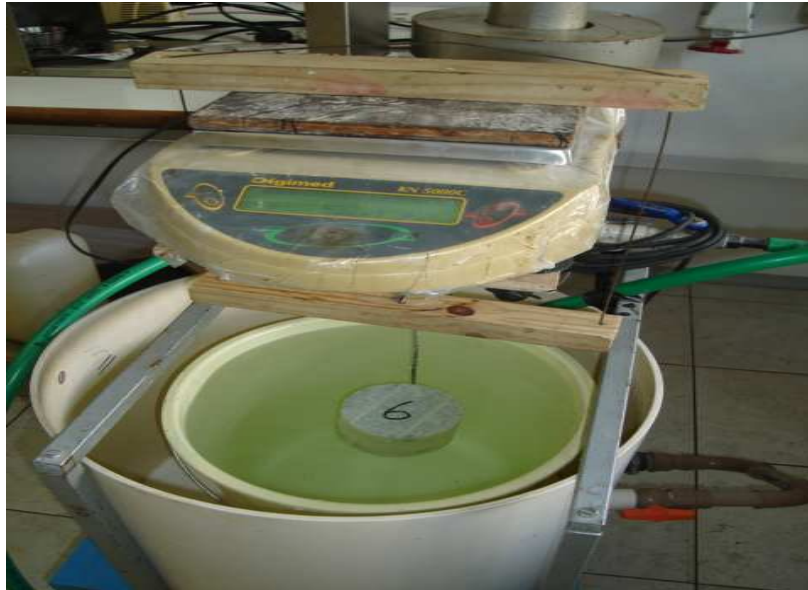


Figura 3.18 – Medida da massa com corpo de prova imerso em água

Sendo feito o uso de fita adesiva comum, o valor de sua densidade aparente pode ser considerado com sendo de 0,97. Para a parafina o valor de densidade aparente pode ser considerado como sendo 0,89. Sendo assim, a densidade aparente foi calculada de acordo com a equação 35.

$$d = \frac{P_{ar}}{P_3 - P_4 - \frac{P_2}{d_f} - \frac{P_3 - P_1}{d_p}} \quad (35)$$

A densidade aparente dos corpos de prova deve ser calculada com aproximação de centésimo e os resultados obtidos de dois ou mais corpos de prova da mesma mistura, que diferirem de mais do que 0,02, devem ser descartados conforme orientações da DNER-ME 117/94.

### 3.3.3.2 – Densidade aparente para a granulometria adotada

A densidade aparente obtida para cada um dos seis corpos de prova moldados com a curva granulométrica de diâmetro máximo dos agregados 9,52mm e descontinuidade 0/2mm, estão apresentadas na Tabela 3.21. A tabela também apresenta os valores eliminados por

apresentarem uma variação maior que 0,02 e o valor de densidade aparente correspondente à mistura estudada conforme a DNER-ME 117/94.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	Par (g)	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	Densidade aparente	Densidade aparente
9,52	0/2	CP 1	1147,20	1151,50	4,30	1169,60	560,90	1,96	1,95
		CP 2	1151,90	1156,30	4,40	1170,1	559,1	1,95	
		CP 3	1143,20	1147,60	4,40	1163,7	571,6	2,01	
		CP 4	1144,30	1148,70	4,40	1164,1	554,7	1,95	
		CP 5	1150,80	1155,30	4,50	1169,0	556,5	1,94	
		CP 6	1097,10	1101,70	4,60	1110,0	521,8	1,91	

Tabela 3.21 – Densidade aparente da curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2mm

Os valores correspondentes aos corpos de prova CP3 e CP6 foram eliminados e o valor da densidade aparente da mistura, calculada pela média dos valores obtidos pelos outros quatro corpos de prova, foi de 1,95.

### 3.3.4 – Ensaio Cántabro

O ensaio Cántabro é um meio simples e rápido para determinar o desgaste, por abrasão, de corpos de prova através do emprego da máquina Los Angeles. Assim como para o ensaio de densidade, o ensaio Cántabro é adotado para análise de corpos de prova moldados com misturas betuminosas, a norma DNER-ME 383/99 descreve o procedimento deste ensaio.

#### 3.3.4.1 – Procedimento de ensaio

Para a realização deste ensaio foram selecionados, aleatoriamente, quatro dos seis corpos de prova moldados com a curva granulométrica de diâmetro máximo dos agregados 9,52mm e descontinuidade 0/2mm. Inicialmente foi verificada e anotada a massa do corpo de prova a ser ensaiado ( $P_1$ ), na seqüência, o mesmo foi inserido no tambor da máquina Los Angeles sem a carga abrasiva (esferas). A máquina foi acionada a uma velocidade de 30 rpm a 33 rpm e à temperatura de 25°C. Após serem completadas 300 revoluções, o corpo de prova foi retirado do tambor e pesado novamente ( $P_2$ ).

O desgaste da mistura ensaiada por abrasão, em porcentagem, com aproximação de 1%, foi verificado através do uso da equação 36.

$$A = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \cdot 100 \quad (36)$$

O valor final do desgaste por abrasão foi definido pela média aritmética dos quatro ensaios realizados, sendo que os valores individuais não devem diferir de  $\pm 20\%$  do valor médio segundo orientações da DNER-ME 383/99.

### 3.3.4.2 – Ensaio Cántabro para a granulometria adotada

Os resultados do desgaste por abrasão, verificado por meio do ensaio cántabro, para os quatro corpos de prova selecionados estão apresentados na Tabela 3.22. A tabela também apresenta o valor médio do desgaste apresentado pelos mesmos.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número CP	P1 (g)	P2 (g)	A (%)	A médio (%)
9,52	0/2	CP 1	1147,20	878,40	23,43	25,52
		CP 2	1151,90	858,80	25,44	
		CP 3	1143,20	953,40	16,60	
		CP 4	1144,30	827,60	27,68	

Tabela 3.22 – Desgaste por abrasão para curva de diâmetro máximo 9,52mm e descontinuidade 0/2mm

Como pôde ser verificado na Tabela 3.22, o valor de desgaste por abrasão correspondente ao corpo de prova CP3 foi eliminado por ser menor que 20% do valor médio conforme especificado na DNER-ME 383/99. Sendo assim, o novo valor médio calculado foi de 25,52%.

A Figura 3.19 ilustra o desgaste sofrido por um corpo de prova após a realização do ensaio Cántabro.



Figura 3.19 – Corpo de prova após realização do ensaio Cántabro.

### **3.4 – Moldagem dos blocos**

Após a moldagem dos corpos de prova e realizadas as análises de permeabilidade saturada, vazios comunicantes, densidade aparente e resistência à abrasão, procedeu-se a separação de materiais para moldagem de 24 blocos do tipo pavi-s. As características e o processo de mistura foram as mesmas utilizadas para os corpos de prova anteriormente mencionados. Porém, para os blocos, a retirada dos moldes foi realizada 24 horas após sua moldagem e, após isto, mantidos em câmara úmida por 28 dias para proceder sua cura, o que possibilitou avaliar a resistência à compressão. As Figuras 3.20 a 3.25 ilustram as etapas de moldagem dos blocos.



Figura 3.20 – Materiais separados para moldagem dos blocos de concreto.



Figura 3.21 – Aplicação do desmoldante às formas dos blocos.





Figura 3.22 – Preparação da mistura para moldagem do bloco



Figura 3.23 – Preenchimento da forma.



Figura 3.24 – Moldagem do bloco por meio de vibração da forma.



Figura 3.25 – Superfície do bloco após a vibração.

Dos 24 blocos moldados, 06 foram utilizados para verificação da resistência à compressão e 18 foram usados para a montagem da estrutura teste no simulador de chuvas. Na seqüência, serão descritas as características das formas utilizadas para moldagem dos blocos e os resultados de resistência à compressão obtida para a mistura.

### 3.4.1 – Formas utilizadas para moldagem dos blocos

Para a moldagem dos blocos foram utilizadas formas plásticas do tipo pavi-s com dimensões características de 24cm x 10cm x 8cm e que apresentavam um rendimento de 42 peças por metro quadrado (Figura 3.26). Cada forma tinha a capacidade de moldar dois blocos simultaneamente, porém devido ao processo de vibração utilizado na moldagem, um único bloco por vez foi produzido em cada uma das formas duplas.

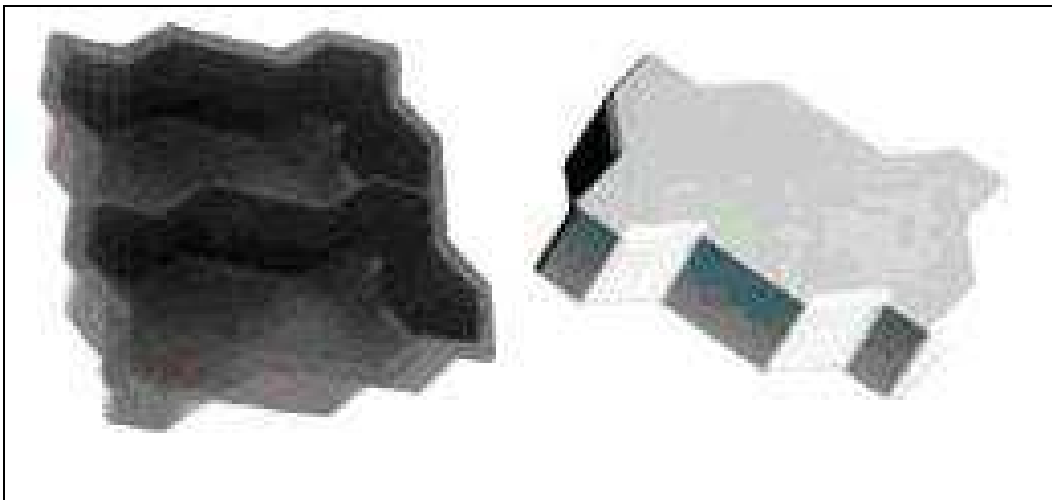


Figura 3.26 – Forma tipo pavi-s utilizada para moldagem dos blocos de concreto de alta porosidade.

### 3.4.2 – Resistência à compressão para os blocos

A resistência à compressão (Figuras 3.27 e 3.28) foi verificada em 06 dos 24 blocos moldados e seguiu o procedimento segundo a NBR 9781/87, exatamente como descrito no item 3.2.7.1 deste capítulo. Porém, por se tratar de blocos em escala real, foram utilizadas as duas placas auxiliares com diâmetro de  $90\pm 0,5\text{mm}$ . O coeficiente “t” de student usado para “n” igual a seis com um nível de confiança de 80%, foi de 0,920.



Figura 3.27 – Bloco capeado, pronto para ruptura à compressão.

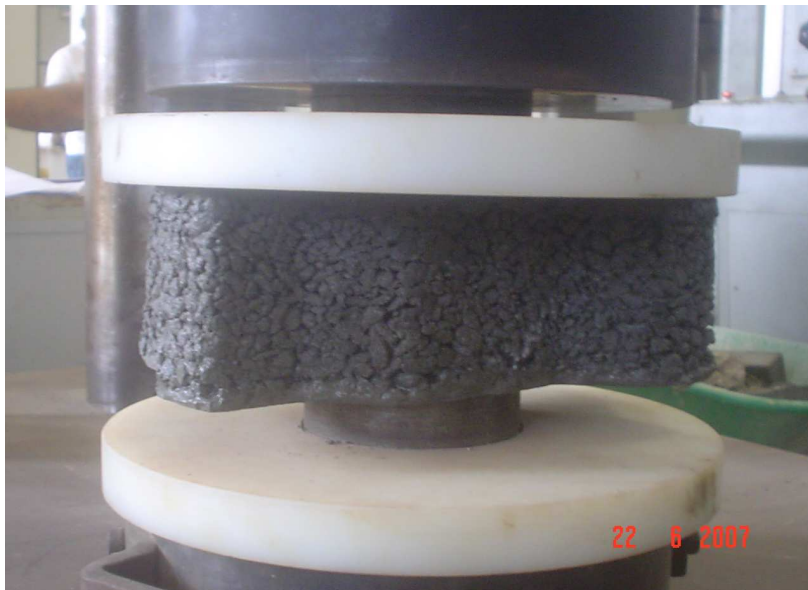


Figura 3.28 – Ensaio de resistência à compressão.

Os valores obtidos para as resistências individuais ( $f_{pi}$ ), sua média ( $f_p$ ), desvio padrão ( $s$ ) e resistência característica ( $f_{pk}$ ), dos seis blocos ensaiados, estão apresentados na Tabela 3.23.

D max (mm)	Descont. (mm)	Número BL	Área carr. (mm <sup>2</sup> )	Idade (dias)	Carga rup. (N)	f <sub>pi</sub> (MPa)	f <sub>p</sub> (MPa)	s (MPa)	f <sub>pk</sub> (MPa)
9,52	0/2	BL 1	6362	28	103800	16,32	19,95	4,27	16,02
		BL 2	6362	28	126000	19,81			
		BL 3	6362	28	110400	17,35			
		BL 4	6362	28	179600	28,23			
		BL 5	6362	28	125200	19,68			
		BL 6	6362	28	116600	18,33			

Tabela 3.23 – Valores de resistência à compressão, obtidos para os seis blocos tipo pavi-s.

Assim como ocorreu nos ensaios dos corpos de prova, a resistência à compressão obtida pelos blocos apresentaram valores muito inferiores ao mínimo exigido por norma NBR 9781/87, que é de 35 MPa.

### 3.5 – Estudo da camada de Base

A pedra britada utilizada para a moldagem dos corpos de prova e blocos, foi o material também usado para o estudo da camada de base. Porém, para o caso da base, não foram geradas descontinuidades na graduação, foi fixado o diâmetro máximo dos agregados em 19,10mm e realizada a variação da porcentagem de material passante na peneira de abertura 0.074mm. As porcentagens utilizadas para o estudo foram de 5,0%; 8,0%; 10% e 12% as quais foram analisadas em relação ao comportamento de sua permeabilidade.

#### 3.5.1 – Curvas granulométricas

Como mencionado no item anterior, foram preparadas quatro curvas granulométricas com diâmetro máximo de 19,10mm e com as variações na porcentagem de material passante na peneira de abertura 0.074mm (#200). As curvas elaboradas para o estudo da base estão apresentadas nas Tabelas 3.24, 3.25, 3.26 e 3.27.

Curva Granulométrica D <sub>máx</sub> = 19,10														
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200= 5,00 n= 0,54
% Passante	100,00	100,00	80,24	68,69	55,21	47,26	32,52	22,37	15,32	10,58	7,32	5,00	0,00	
% Retida	0,00	0,00	19,76	11,55	13,48	7,95	14,74	10,14	7,05	4,74	3,26	2,32	5,00	
% Acumulada	0,00	0,00	19,76	31,31	44,79	52,74	67,48	77,63	84,68	89,42	92,68	95,00	100,00	

Tabela 3.24 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 5% passante na #200.

Curva Granulométrica D <sub>máx</sub> = 19,10														
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200= 8,00 n= 0,45
% Passante	100,00	100,00	83,06	72,86	60,60	53,16	38,78	28,30	20,57	15,05	11,03	8,00	0,00	
% Retida	0,00	0,00	16,94	10,20	12,25	7,44	14,37	10,49	7,73	5,51	4,02	3,03	8,00	
% Acumulada	0,00	0,00	16,94	27,14	39,40	46,84	61,22	71,70	79,43	84,95	88,97	92,00	100,00	

Tabela 3.25 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 8% passante na #200.

Curva Granulométrica D <sub>máx</sub> = 19,10														
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200= 10,00 n= 0,41
% Passante	100,00	100,00	84,43	74,92	63,34	56,21	42,17	31,64	23,65	17,79	13,40	10,00	0,00	
% Retida	0,00	0,00	15,57	9,51	11,58	7,13	14,04	10,53	7,98	5,86	4,39	3,40	10,00	
% Acumulada	0,00	0,00	15,57	25,08	36,66	43,79	57,83	68,36	76,35	82,21	86,60	90,00	100,00	

Tabela 3.26 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 10% passante na #200.

Curva Granulométrica D <sub>máx</sub> = 19,10														
Peneira (mm)	25,40	19,10	12,70	9,52	6,35	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07	Fundo	%p200= 12,00 n= 0,38
% Passante	100,00	100,00	85,57	76,66	65,68	58,83	45,15	34,65	26,51	20,40	15,72	12,00	0,00	
% Retida	0,00	0,00	14,43	8,92	10,98	6,84	13,68	10,50	8,14	6,11	4,68	3,72	12,00	
% Acumulada	0,00	0,00	14,43	23,34	34,32	41,17	54,85	65,35	73,49	79,60	84,28	88,00	100,00	

Tabela 3.27 – Curva granulométrica com diâmetro máximo 19,10mm com 12% passante na #200.

A Figura 3.29 ilustra de forma gráfica as quatro curvas de diâmetro máximo 19,10mm montadas para a análise do material a ser utilizado para a camada de base da estrutura teste.

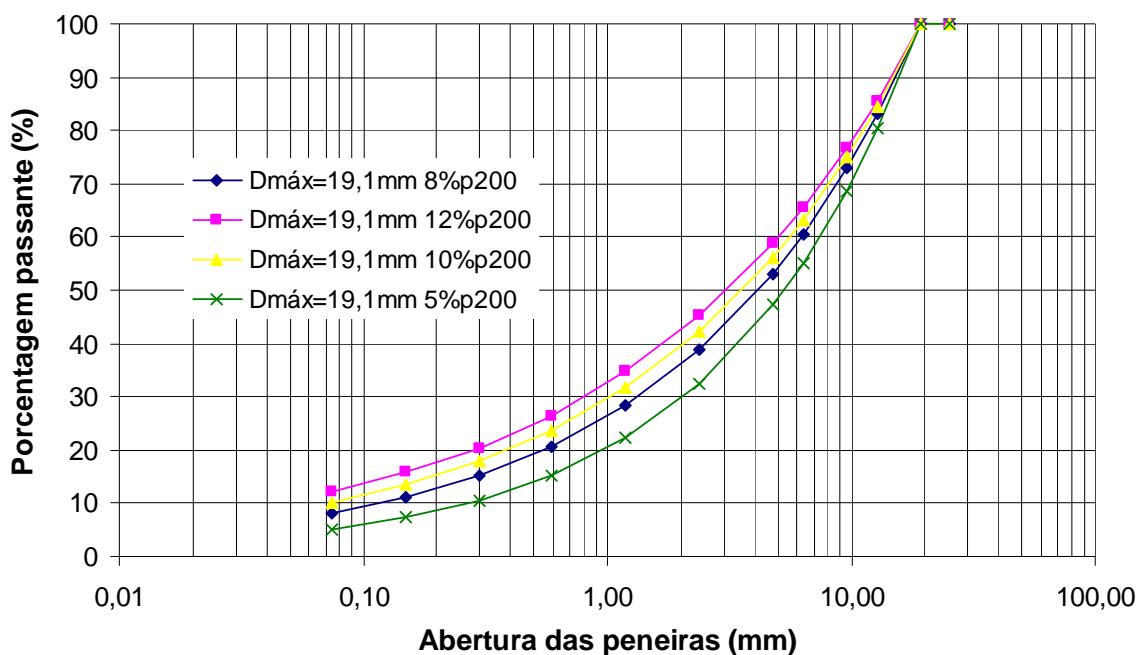


Figura 3.29 – Curvas granulométricas com diâmetro máximo 19,10mm e variações nas %p200

Como pôde ser observado nas quatro curvas granulométricas, o expoente “n” da curva de Fuller, apresentou respectivamente os valores de 0,54; 0,45; 0,41 e 0,38 conforme era aumentada a porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm. Sendo assim, as curvas com 10% e 12% aprestaram uma elevada quantidade de materiais finos. O Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transportes (DNIT) recomenda os valores limites apresentados na Tabela 3.28 para granulometria da camada de base em brita graduada de pavimentos em blocos de concreto.

Peneiras		Limites DNIT	
ABNT	mm	%pass sup	%pass inf
1"	25,4	90	75
3/8"	9,52	75	40
4	4,76	60	30
10	2,00	45	20
40	0,42	30	15
200	0,07	15	5

Tabela 3.28 – Limites de granulometria recomendados pelo DNIT para base em brita graduada.

A Figura 3.30 apresenta a comparação das curvas utilizadas no estudo em relação aos limites recomendados pelo DNIT.

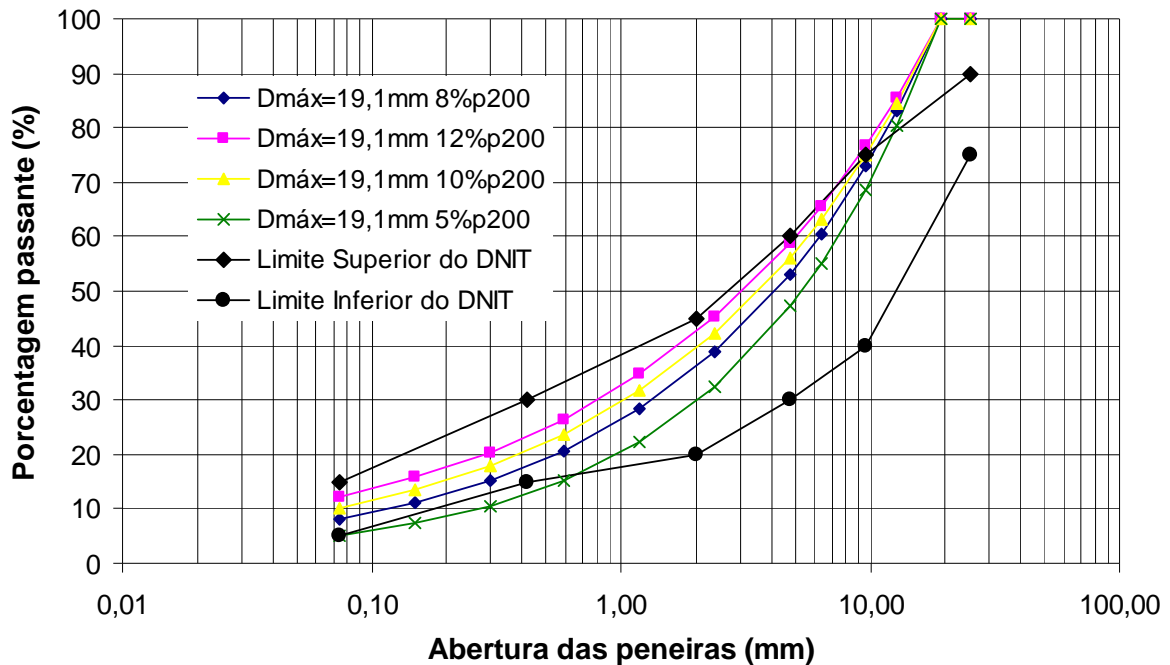


Figura 3.30 – Curvas granulométricas comparadas aos limites propostos pelo DNIT.

Por não apresentar materiais com diâmetro superior a 19,10mm as quatro curvas não se encaixaram no limite superior proposto pelo DNIT. O mesmo ocorreu no limite inferior para a curva teórica com 5% passante na peneira de abertura 0,074mm, os valores que se apresentaram fora do limite foram os referentes às peneiras de aberturas 0,59mm; 0,30mm e 0,15mm, valores dos quais não são especificados nos limites propostos pelo DNIT.

### 3.5.2 – Permeabilidade saturada

Por se tratar de um material granular de alta permeabilidade, a camada de base foi ensaiada de acordo com a NBR13292 que descreve o procedimento para determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares com ensaio realizado à carga constante. Os resultados obtidos para as quatro curvas ensaiadas estão apresentados na Tabela 3.29 e ilustrados na Figura 3.31.



Material	Características	Coefficiente de Permeabilidade K (cm/s)
Brita Graduada	Base com 5%p200	14,6 E-03
Brita Graduada	Base com 8%p200	4,15 E-03
Brita Graduada	Base com 10%p200	3,48 E-03
Brita Graduada	Base com 12%p200	1,10 E-03

Tabela 3.29 – Permeabilidade correspondente às curvas de diâmetro máximo 19,10mm.

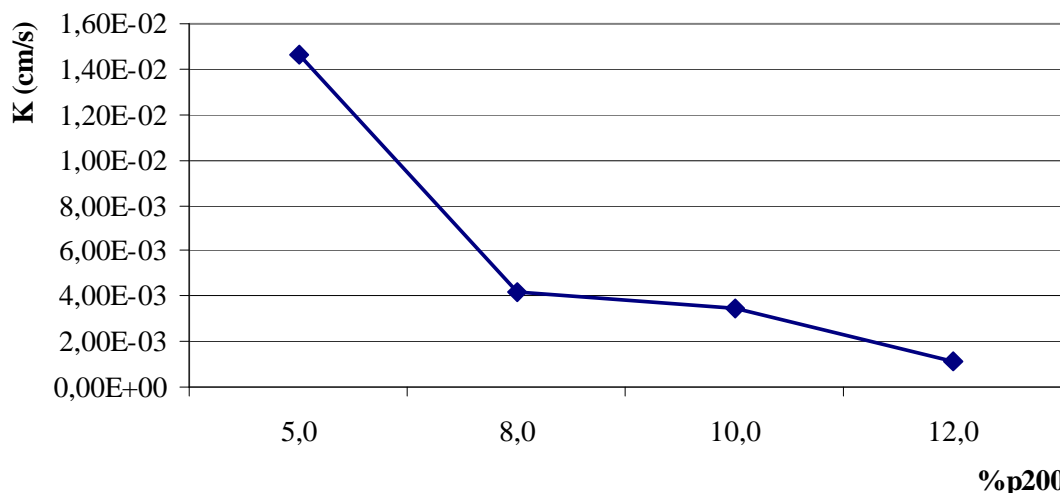


Figura 3.31 – Relação permeabilidade x %p200 das curvas de diâmetro máximo 19,10mm.

Na Tabela 3.29 e na Figura 3.31 pôde ser verificado que a permeabilidade sofre uma redução com o aumento da porcentagem de material passante na peneira de abertura 0,074mm.

### 3.5.3 – Escolha da granulometria da base

A curva selecionada para ser utilizada como estrutura de base do pavimento teste foi a que possuía 5,0% de materiais passantes na peneira de abertura 0,074mm. Esta curva apresentou uma permeabilidade superior em relação às demais, as quais apresentaram valores muito próximos entre si e próximos ao valor obtido para a camada de subleito que foi de 5,87 E-03.

Na prática da execução de pavimentos intertravados são utilizadas camadas de base em brita graduada com no máximo 5% de materiais passantes na peneira de abertura 0,074mm.

Porém, para possibilitar o conhecimento do comportamento em relação à permeabilidade nas demais curvas, é que foram feitos estudos com os demais valores.

Foi visto anteriormente que a curva escolhida se mostrou fora dos limites de granulometria proposto pelo DNIT, mesmo assim ela foi considerada apta para o uso na pesquisa pelo fato de se tratar de uma curva teórica com perfeita distribuição dos grãos para possibilitar uma densificação apropriada no momento da compactação quando usados agregados de diâmetro máximo 19,10mm.

### **3.5.4 – Ensaio de compactação para camada de base**

O ensaio de compactação, com uso da energia do Proctor intermediário, realizado para a curva granulométrica escolhida para compor a base, teve como finalidade identificar a umidade e a energia a ser usada no momento de compactar a camada da estrutura teste. Sendo assim, os valores obtidos para a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima para o material foram respectivamente de 6,30% e 2,221KN/m<sup>3</sup>.

### **3.6 – Estudo da camada de assentamento**

O material utilizado para a camada de assentamento foi obtido junto aos fornecedores da região, se tratava de uma areia grossa que foi analisada em duas situações. Na primeira, as análises foram feitas com o material após ser lavado na peneira de abertura 0,074mm, e na segunda, as análises foram feitas após uma alteração na granulometria do material com a retirada do material retido nas duas peneiras inferiores (0,074mm e 0,150mm). Para ambos os casos, foram analisados a granulometria, permeabilidade e compactação.

#### **3.6.1 – Granulometria para camada de assentamento**

A análise granulométrica elaborada para a areia lavada na peneira de abertura 0,074mm e a elaborada após a retirada do material retido nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm estão apresentadas nas Tabelas 3.30 e 3.31. As tabelas apresentam também os limites

recomendados pela DNER-EM 038/97 para granulometria da camada de assentamento de pavimentos intertravados.

Peneira (mm)	9,52	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07
% Passante	100,00	98,42	81,26	53,03	33,32	18,18	4,87	0,00
% Retida	0,00	1,58	17,16	28,23	19,71	15,14	13,31	4,87
% Acumulada	0,00	1,58	18,74	46,97	66,68	81,82	95,13	100,00
Limites recomendados pela DNER-EM 038/97 (% passante)								
Limite inferior	100,00	95,00	80,00	50,00	25,00	10,00	2,00	0,00
Limite superior	100,00	100,00	100,00	85,00	60,00	30,00	10,00	0,00

Tabela 3.30 – Análise granulométrica da areia lavada na peneira de abertura 0,074mm.

Peneira (mm)	9,52	4,76	2,38	1,19	0,59	0,30	0,15	0,07
% Passante	100,00	98,07	77,09	42,59	18,50	0,00	0,00	0,00
% Retida	0,00	1,93	20,98	34,50	24,08	18,50	0,00	0,00
% Acumulada	0,00	1,93	22,91	57,41	81,50	100,00	100,00	100,00
Limites recomendados pela DNER-EM 038/97 (% passante)								
Limite inferior	100,00	95,00	80,00	50,00	25,00	10,00	2,00	0,00
Limite superior	100,00	100,00	100,00	85,00	60,00	30,00	10,00	0,00

Tabela 3.31 – Análise granulométrica após retirada do material das peneiras 0,074 e 0,150mm

As duas curvas granulométricas e os limites recomendados pela DNER-EM 038/97 estão representados de forma gráfica na Figura 3.32.

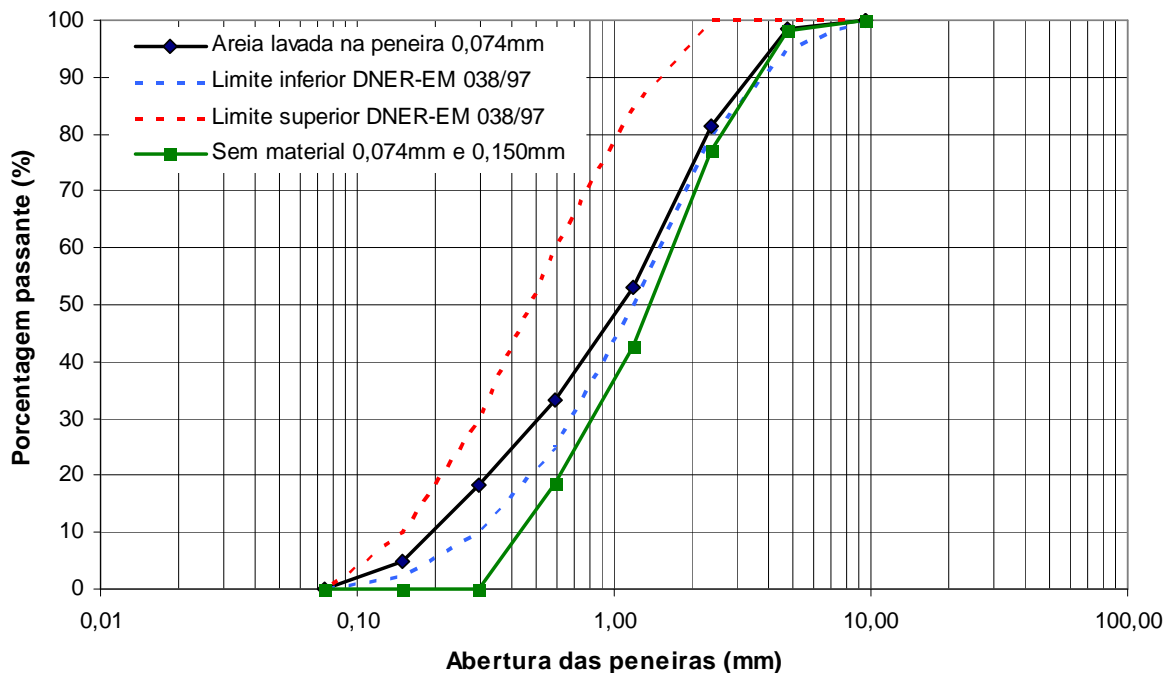


Figura 3.32 – Curvas granulométricas da areia estudada para camada de assentamento

A curva granulométrica montada após a retirada de materiais retidos nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm apresentou pontos fora dos limites especificados pela DNER-EM 038/97, enquanto que a curva da areia lavada na peneira de abertura 0,074mm apresentou todos os pontos dentro destes limites.

### 3.6.2 – Permeabilidade para camada de assentamento

Para as duas curvas granulométricas de areia foram realizados ensaios de permeabilidade a carga constante segundo os critérios estabelecidos pela NBR13292. O resultado para cada granulometria é apresentado na Tabela 3.32.

Material	Características	Coefficiente de Permeabilidade K (cm/s)
Areia	Material lavado na peneira 0,074mm	8,94 E-03
Areia	Sem materiais das peneiras 0,074mm e 0,150mm	11,8 E-03

Tabela 3.32 – Permeabilidade das granulometrias estudadas para a camada de assentamento.

### **3.6.3 – Ensaio de compactação para camada de assentamento**

Assim como para a camada de base, os ensaios de compactação, na energia do Proctor normal, realizados para as curvas granulométricas da camada de assentamento propiciaram identificar a energia a ser aplicada no momento de compactar a camada da estrutura teste e sua umidade. Os valores obtidos para a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima para a areia lavada na peneira de abertura 0,074mm foram respectivamente de 10,80% e 1,915KN/m<sup>3</sup>. Para a areia após a retirada do material retido nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm os valores foram 7,70% e 1,764KN/m<sup>3</sup>.

### **3.6.4 – Escolha da granulometria para camada de assentamento**

A curva selecionada para ser utilizada como camada de assentamento foi a curva alterada com a retirada dos materiais retidos nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm. Esta curva apresentou uma permeabilidade superior em relação à outra, porém muito próxima à permeabilidade da camada de base que foi de 1,46 E-02 cm/s e inferior a camada de revestimento que apresentou 0,79cm/s. Portanto, mesmo que a curva estudada tenha apresentado vários pontos fora dos limites recomendados pela DNER-EM 038/97, sua permeabilidade apresentou-se favorável a sua utilização com camada de assentamento.

### **3.7 – Estudo do material de rejunte**

Para garantir a permeabilidade das juntas, evitar que grãos graúdos dificultassem o assentamento dos blocos e que os grãos miúdos se infiltrassem na camada de instalação, o material utilizado para rejuntar os blocos foi uma areia com granulometria correspondente a 100% do material passante na peneira de abertura 2,38mm e 100% retido na peneira de abertura 1,19mm. Para este material, foi realizado ensaio de permeabilidade a carga constante que apresentou um valor para o coeficiente de permeabilidade de 28,3 E-03 cm/s, este valor é inferior ao apresentado pelos blocos (0,79cm/s) e superior, porém muito próximo, ao apresentado pela camada de base (14,6 E-03). Em um simples teste visual,

pode ser observado que esta granulometria não apresentava penetração de seus grãos no interior dos blocos, fato que ocorria facilmente com partículas menores que 1,19mm.

### **3.8 – Dimensionamento da estrutura teste**

Como visto no item 3.4.1, os blocos foram moldados com espessura de 8,0cm, sendo estabelecida esta a camada de revestimento. Para a camada de assentamento foram seguidas as orientações descritas no item 2.6.2.3, sendo estabelecida uma espessura de 5,0cm para a mesma.

Para dimensionar a camada de base foi considerado um tráfego inferior a  $8,0E+05$  e adotadas as características do subleito apresentadas na Tabela 3.1 (ISC = 9,1%). Sendo assim, através da utilização da Tabela 2.10 apresentada no item 2.8 (método de dimensionamento da PCA), ficou estabelecido que uma base granular de 15,0cm de espessura atenderia as necessidades do pavimento estudado. Portanto, foi considerado que uma espessura de 15,0cm em brita graduada, a ser compactada em duas etapas de 7,5cm, atenderia as necessidades impostas pelo tráfego considerado.

Para o mesmo caso e sendo considerada a execução da estrutura em campo, a compactação da camada de base deveria ser realizada em uma única camada de 15,0cm de espessura. A divisão em duas camadas de 7,5cm se torna necessária pelas dificuldades impostas aos serviços realizados em laboratório.

Sendo assim, a estrutura teste moldada em laboratório apresentava 8,0cm de espessura do revestimento em blocos de concreto de alta porosidade, 5,0cm de espessura para a camada de assentamento (areia), 15,0cm para a camada de base em brita graduada e uma espessura de 10,0cm adotada para uma camada representativa do subleito.

### **3.9 – Estudos realizados no simulador de chuvas**

Para verificação do comportamento em relação à permeabilidade da estrutura anteriormente mencionada, foi montado, em laboratório, um simulador de chuvas. Todas as etapas referentes à montagem e a realização dos ensaios neste equipamento são descritas neste item.

#### **3.9.1 – Montagem do simulador de chuvas**

O simulador foi montado com o uso de pranchas de madeira de 2,50cm de espessura, tinha o formato de um caixa com medidas internas de 70,0cm de largura por 70,0cm de comprimento e 50,0cm de profundidade. Nesta caixa havia, em um dos lados, duas fendas de 0,40cm para possibilitar o escoamento da água durante a realização dos ensaios, uma das fendas era situada na parte inferior e possibilitava o escoamento da água que atravessava a estrutura e a outra situada a 38,0cm do fundo da caixa possibilitava o escoamento da água que escorria superficialmente na estrutura.

A captação da água em cada uma das fendas foi feita através de calhas, estas calhas possuíam em sua extremidade um sistema para possibilitar que a água recolhida fosse encaminhada por meio gravitacional até uma proveta para realização da leitura do volume escoado e do volume que atravessava toda a estrutura.

A caixa foi fixada em uma estrutura metálica formada por tubos retangulares de aço. Nos quatro pés de apoio desta estrutura foram soldadas porcas para possibilitar a utilização de parafusos de regulagem do nivelamento e inclinação da caixa. Este sistema possibilitou a regulagem da inclinação imposta ao pavimento a ser testado.

Para possibilitar a impermeabilização, o simulador de chuvas foi internamente revestido com duas camadas compostas por lonas plásticas comuns. Porém, sendo previsto que ocorreria o risco de romper a lona no momento da compactação das camadas, mais uma camada composta por um material de maior resistência foi utilizada no revestimento. Esta

última camada mostrou-se bastante eficiente em relação aos esforços gerados na compactação e evitou o rompimento das camadas de lona comum.

Localizada a 30,0cm acima do plano previsto para superfície da estrutura, foi suspensa uma grelha formada por tubos em PVC de ½". Nesta grelha foram feitos 48 furos com diâmetro de 0,5mm. O pequeno diâmetro dos furos possibilitou o fácil controle do volume de água a sair pela tubulação. Uma mangueira foi usada para conectar uma das extremidades da grelha à parte inferior de um tubo cilíndrico de PVC de diâmetro 20,0cm que era mantido na posição vertical e estava apoiado em um suporte de madeira. Este tubo apresentava, em sua lateral, uma escala em centímetros que correspondia a diferentes intensidades de chuvas. A parte inferior deste tubo estava no mesmo nível da gralha para possibilitar um referencial zero da altura do nível da água.

A alimentação de água ao sistema era feita através de uma mangueira com uma das extremidades conectada na parte superior do tubo e a outra diretamente em uma torneira. As etapas de montagem do simulador de chuvas são ilustradas através das Figuras 3.33 a 3.38. O croqui elaborado para o simulador de chuvas é apresentado no Anexo 01.



Figura 3.33 – Caixa do simulador de chuvas feita com pranchas de madeira.





Figura 3.34 – Fenda de escoamento inferior da caixa do simulador.



Figura 3.35 – Calhas laterais do simulador para coleta de escoamento e infiltração.



Figura 3.36 – Grelha em tubos de PVC de ½”.



Figura 3.37 – Furação da tubulação da grelha.



Figura 3.38 – Conexão dos tubos ao reservatório de água do simulador.

### 3.9.2 – Calibração do simulador de chuvas

Como visto anteriormente, o tubo de PVC usado como reservatório apresentava em sua lateral uma escala em centímetros que representava diferentes intensidades de chuvas. Para possibilitar a regulagem destas diferentes intensidades foram realizados testes quando a estrutura ainda não estava compactada no simulador. O teste consistia em verificar o volume escoado na calha inferior em um determinado tempo. Posteriormente estes dados eram transformados em intensidade de chuva através da equação 37.

$$i = \frac{\left(\frac{v}{a}\right)}{t} \quad (37)$$

Onde:

i – intensidade da chuva em mm/h;

v – volume coletado na calha inferior do equipamento em mm<sup>3</sup>;

a – área em que ocorreu a precipitação em mm<sup>2</sup>;

t – tempo de coleta do volume “v” em h.

Na calibração do simulador foram verificadas as intensidades correspondentes para seis diferentes pontos (níveis de água no reservatório), correspondentes às cargas hidráulicas de 1,0cm; 2,0cm; 5,0cm; 10,0cm; 15,0cm e 30,0cm. Para cada uma destas cargas, foram feitas cinco leituras do volume escoado em mililitros para um tempo de 360 segundos. Desta forma, foram calculadas, com uso da equação 37, as suas respectivas intensidades e a intensidades médias. Para a carga de 30,0cm, os valores de intensidades foram calculados para um número de três leituras e sendo fixado um tempo de 180 segundos. De posse dos resultados, foi possível elaborar a Tabela 3.33 e montar a curva de calibração do simulador de chuvas, representada na Figura 3.39.

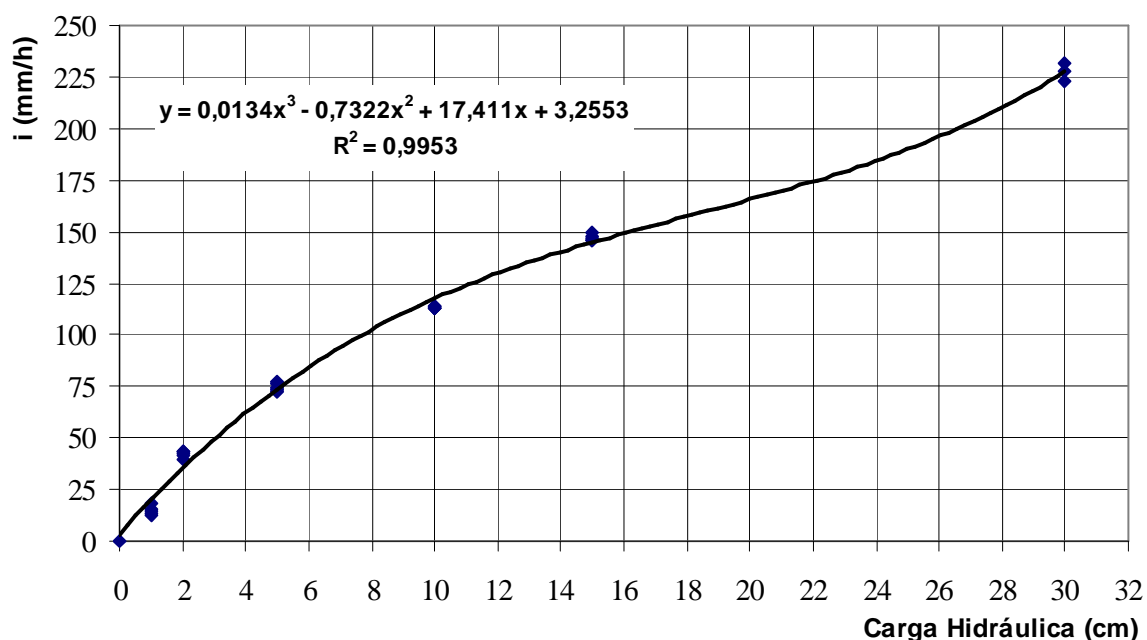


Figura 3.39 – Curva de calibração do simulador de chuvas.

Ponto	Carga( cm)	leitura	tempo (seg)	volume (ml)	i (mm/h)	i média (mm/h)
1	1	1	360	760	15,5	14,9
	1	2	360	900	18,4	
	1	3	360	660	13,5	
	1	4	360	720	14,7	
	1	5	360	620	12,7	
2	2	1	360	1940	39,6	42,0
	2	2	360	2060	42,0	
	2	3	360	2140	43,7	
	2	4	360	2020	41,2	
	2	5	360	2140	43,7	
3	5	1	360	3600	73,5	74,9
	5	2	360	3540	72,2	
	5	3	360	3660	74,7	
	5	4	360	3760	76,7	
	5	5	360	3780	77,1	
4	10	1	360	5560	113,5	113,1
	10	2	360	5540	113,1	
	10	3	360	5520	112,7	
	10	4	360	5580	113,9	
	10	5	360	5520	112,7	
5	15	1	360	7320	149,4	147,0
	15	2	360	7140	145,7	
	15	3	360	7180	146,5	
	15	4	360	7220	147,3	
	15	5	360	7160	146,1	
6	30	1	180	5470	223,3	227,6
	30	2	180	5680	231,8	
	30	3	180	5580	227,8	

Tabela 3.33 – Tabela de resultados da calibração do simulador de chuvas.

Com a curva de calibração foi possível determinar a carga a ser fixada para as mais variadas intensidades de chuva. Mais adiante será vista cada uma das cargas utilizadas para a realização dos quatro ensaios na estrutura teste.

Quando as cargas eram pequenas ou muito grandes, ocorria maior dificuldade para a fixação do nível da água na altura desejada, por este motivo, os valores correspondentes às alturas de carga de 10,0cm e 15,0cm apresentaram valores de intensidade mais próximos para diferentes leituras quando comparadas às demais cargas verificadas para a elaboração da curva.

### 3.9.3 – Quantitativo dos materiais usados na estrutura teste

Para obtenção da massa seca dos materiais utilizados para composição das camadas de instalação, base e subleito do pavimento teste, foi realizado a multiplicação da massa específica aparente máxima seca pelo volume a ser ocupado por cada uma das camadas após a compactação no simulador. A Tabela 3.34 apresenta a massa de material seco usada em cada uma das três camadas.

Camada	MEA máx. seca (KN/m <sup>3</sup> )	Altura da camada (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Volume (cm <sup>3</sup> )	Massa de material seco (g)
Assentamento (Areia)	1,764	5	4900	24500	43218
Base (Brita graduada)	2,221	15	4900	73500	163244
Subleito (Solo coletado)	1,904	10	4900	49000	93296

Tabela 3.34 – Massa de material utilizada em cada uma das três camadas da estrutura teste.

Para a camada de revestimento, foi verificado que 18 (dezoito) blocos seriam necessários para cobrir a área de 4900cm<sup>2</sup> apresentada pelo simulador de chuvas.

### 3.9.4 – Compactação das camadas

O primeiro cuidado a ser tomado antes do início da compactação foi o de fixar uma manta geotextil na abertura de escoamento da parte inferior da caixa do simulador. Este procedimento foi necessário para evitar a perda de solo da camada de subleito através da fenda inferior. A manta geotextil também foi utilizada na interface das camadas de subleito-base e base-assentamento.

O material para cada uma das camadas foi anteriormente separado na massa necessária para cada uma das etapas de compactação conforme indicado na Tabela 3.35. A compactação foi iniciada através da adição de água e homogeneização, visando à obtenção da umidade ótima, da primeira etapa da camada de subleito. Sendo, portanto, conhecido o volume a ser ocupado pela camada, foram dados golpes com o soquete de aço (mesmo soquete utilizado

no ensaio de compactação) até ser atingido o volume desejado para a etapa da camada compactada.

O mesmo procedimento foi usado para a segunda etapa da camada de subleito e para a camada de base, que também foi compactada em duas etapas para possibilitar uma compactação homogênea devido as dificuldades impostas aos serviços de compactação realizados em laboratório.

Seguindo as recomendações da ABCP, a camada de assentamento foi compactada de forma indireta após o assentamento dos blocos. Foram dados golpes diretamente nos blocos com o uso de um martelo de borracha até que a estrutura atingisse uma espessura final de 38,0cm.

Após a compactação das camadas foi iniciado o processo de rejunte dos blocos com o uso da areia descrita no item 3.7. O comprimento total das juntas no pavimento teste foi de 483,0cm e a largura obtida pela média de oito leituras aleatórias foi de 5,81mm. Sendo considerado 8,0cm de espessura dos blocos, o volume a ser preenchido pelo material de rejunte era de 2244,98cm<sup>3</sup>.

Como pode ser observado na Tabela 3.35, foi registrada a hora de início e fim do trabalho. Estes dados auxiliaram na identificação da perda de umidade das camadas durante o processo. Outra observação feita em relação compactação foi que as 21:30 do dia da compactação começou a escoar, na calha inferior do simulador de chuvas, parte água utilizada na homogeneização.

Camada	Espessura total (cm)	Espessura compactada (cm)	Massa seca (g)	Umidade ótima (%)	Água (g)	Hora do início	Hora do término
<b>Subleito</b>	10,0	5,0	46648	8,2	3825,1	13:00	14:15
		5,0	46648	8,2	3825,1	14:30	15:00
<b>Base</b>	15,0	7,5	81622	6,3	5142,2	15:30	16:15
		7,5	81622	6,3	5142,2	17:00	17:47
<b>Assent.</b>	5,0	5,0	43218	7,7	3327,8	19:50	20:50
<b>Blocos</b>	8,0	8,0	-	-		19:50	20:50

Tabela 3.35 – Dados referentes à compactação das camadas da estrutura teste.

As Figuras 3.40 a 3.53 ilustram as etapas da execução das camadas do pavimento teste.



Figura 3.40 – Material coletado e usado como camada de Subleito.



Figura 3.41 – Compactação da camada do Subleito.





Figura 3.42 – Camada do subleito após a compactação.



Figura 3.43 – Aplicação da manta geotextil entre as camadas de subleito e base.



Figura 3.44 – Homogeneização da camada de Base.



Figura 3.45 – Camada de Base após compactação.



Figura 3.46 – Nivelamento da camada de assentamento.



Figura 3.47 – Assentamento dos Blocos e compactação da camada de assentamento.



Figura 3.48 – Medição do comprimento das juntas entre os blocos.



Figura 3.49 – Medição da largura das juntas entre os blocos.



Figura 3.50 – Aplicação da areia estudada para material rejunte.



Figura 3.51 – Vedação lateral do topo da estrutura com parafina e silicone.



Figura 3.52 – Proteção da estrutura contra perda de umidade por evaporação.



Figura 3.53 – Estrutura pronta para realização de ensaios.

A vedação lateral do topo da estrutura (Figura 3.51), com uso de parafina e silicone, foi realizada para promover a impermeabilização e garantir que a infiltração viesse a ocorrer somente na área expressa pelos blocos e suas juntas. No decorrer da compactação e ao final

da mesma, uma lona plástica foi usada para cobrir a estrutura (Figura 3.52) e evitar a perda de umidade por evaporação.

Para possibilitar uma maior capacidade de infiltração da água na estrutura, a inclinação da superfície do pavimento foi fixada em 1,5%. De acordo com FEBESTRAL (2005), para pavimentos com estas características esta inclinação é recomendada para facilitar a infiltração através da redução do escoamento superficial.

### **3.9.5 – Ensaios realizados no simulador de chuvas**

Foram realizados quatro ensaios no simulador de chuvas. Para cada um deles foi considerada uma determinada intensidade de chuva e adotado seu tempo de duração de acordo com a Tabela 2.5 do capítulo 2. Para todos os ensaios foi considerado um período de retorno de cinco anos.

Seguindo estes critérios, o primeiro ensaio foi feito para uma intensidade de 79,1mm/h e teve uma duração de 60 minutos, o segundo para uma intensidade de 19,0mm/h e teve a duração de 480 minutos. Para o terceiro, foi fixada a intensidade em 150,3mm/h e a duração foi de 10 minutos. Como não houve a ocorrência de escoamento superficial para este último ensaio, um quarto ensaio foi realizado nas mesmas condições do terceiro, porém, para este quarto caso, não foi estipulado um tempo fixo para sua duração, sendo definido o término do mesmo após alguns minutos do início do escoamento superficial, mais precisamente quatro minutos.

No decorrer de todos os ensaios foram feitas verificações no volume escoado superficialmente e no volume que escoava através de todas as camadas da estrutura, sendo tomado nota dos intervalos de tempo decorrentes entre leituras.

Foi anotado também o horário de início e término de cada um dos quatro ensaios, bem como o tempo de duração do escoamento superficial e do escoamento da parcela de água que infiltrava na superfície e atravessava toda a estrutura.

Os resultados dos quatro ensaios realizados no simulador de chuvas estão apresentados nos Anexos 2, 3, 4 e 5.

O término de cada ensaio era decretado quando o escoamento na calha inferior se reduzia a um volume tão pequeno a ponto de não influenciar nos dados obtidos para o ensaio seguinte. A cada início de um novo ensaio, era observado se ainda ocorria o escoamento, mesmo que em pequenos volumes.

No último ensaio realizado no simulador de chuvas (Anexo 5), pôde ser observado que um pequeno escoamento ainda existia após o término do ensaio. As últimas leituras realizadas mostraram que após 14 dias do término do ensaio, um volume de 4600ml ainda escoou pelo interior da estrutura, este volume representa uma vazão de 13,69ml/h. Para este mesmo ensaio, o volume de 600ml escoado do 6º dia ao 14º dia após seu término, representou vazão correspondente a 2,78ml/h. Para o primeiro, segundo e terceiro ensaios, os valores de vazão que determinaram o término dos mesmos foram respectivamente de 71,94mm/h; 22,78mm/h e 150,15mm/h.

Os ensaios realizados no simulador de chuvas são ilustrados nas Figuras 3.54 e 3.55.



Figura 3.54 – Simulação da chuva de 79,1mm/h.





Figura 3.55 – Coleta do volume escoado e infiltrado.

A análise dos resultados obtidos na realização dos ensaios, anteriormente apresentados, possibilitou a elaboração do capítulo 4 que é apresentado na seqüência.

## **Capítulo 4**

### **Análise dos Resultados**

---

O capítulo quatro explora os resultados obtidos nos ensaios realizados na primeira e segunda etapa do estudo descrito no capítulo 3. O foco principal deste capítulo está na análise dos resultados obtidos da simulação das chuvas na estrutura teste moldada em laboratório.

#### **4.1 – Análise dos resultados obtidos na primeira etapa dos ensaios**

Esta etapa da análise esta focada em verificar o comportamento dos corpos de prova moldados com concreto de alta porosidade em relação à permeabilidade, índice de vazios e a resistência à compressão com a variação do diâmetro máxima dos agregados e suas respectivas descontinuidades na granulometria.

##### **4.1.1 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e a permeabilidade**

Para esta análise foi considerada a variação do diâmetro máximo dos agregados e suas descontinuidades na granulometria (0/2mm e 0/4mm). O comportamento da permeabilidade estudada em função desta variação é apresentado nas Figuras 4.1 e 4.2.

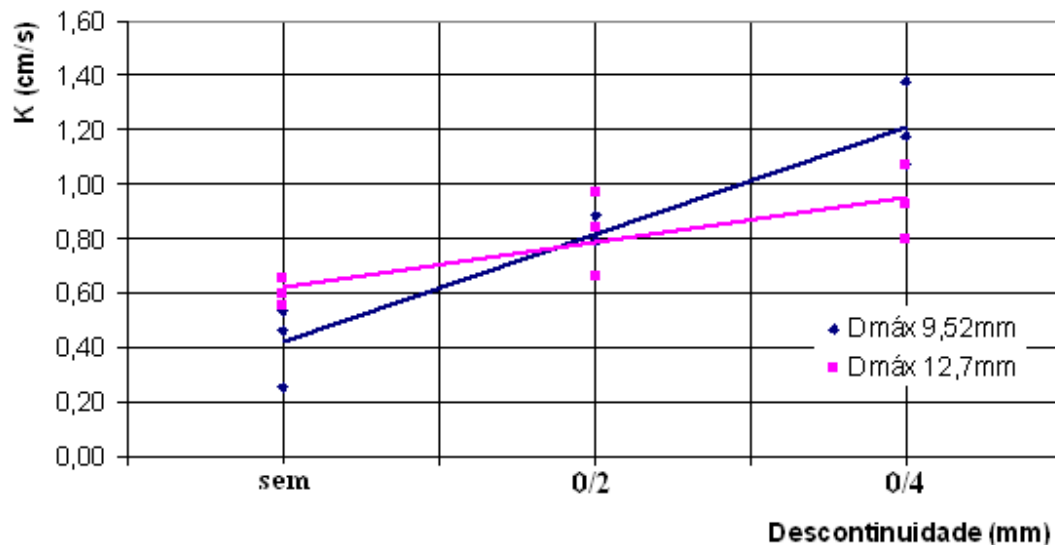


Figura 4.1 – Permeabilidade x Descontinuidade (Dmáx de 9,52mm e Dmáx de 12,70mm).

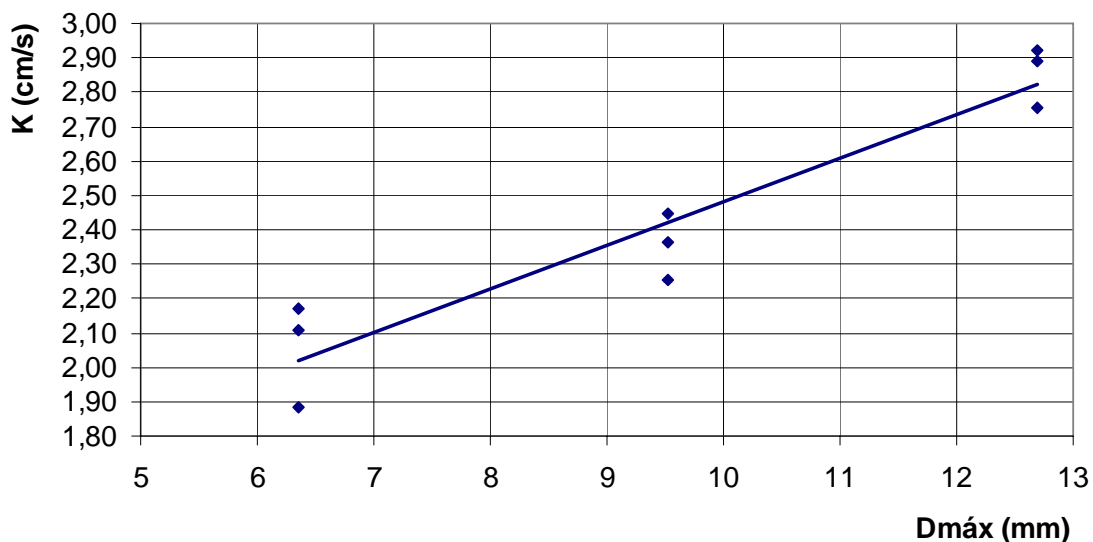


Figura 4.2 – Permeabilidade x Diâmetro máximo (Graduações uniformes).

Para todos os casos, ocorreu acréscimo do coeficiente de permeabilidade quando do aumento do diâmetro máximo dos agregados ou aumento das descontinuidades na granulometria. Porém, pôde ser verificado que a variação da permeabilidade se mostrou mais significativa quando geradas descontinuidades para o diâmetro máximo de 9,52mm quando comparado com as descontinuidades geradas para as curvas granulométricas constituídas com agregados de diâmetro máximo 12,70mm.

#### 4.1.2 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e o índice de vazios

A análise do comportamento do índice de vazios dos corpos de prova (Figuras 4.3 e 4.4) foi elaborada de forma semelhante à análise do comportamento da permeabilidade.

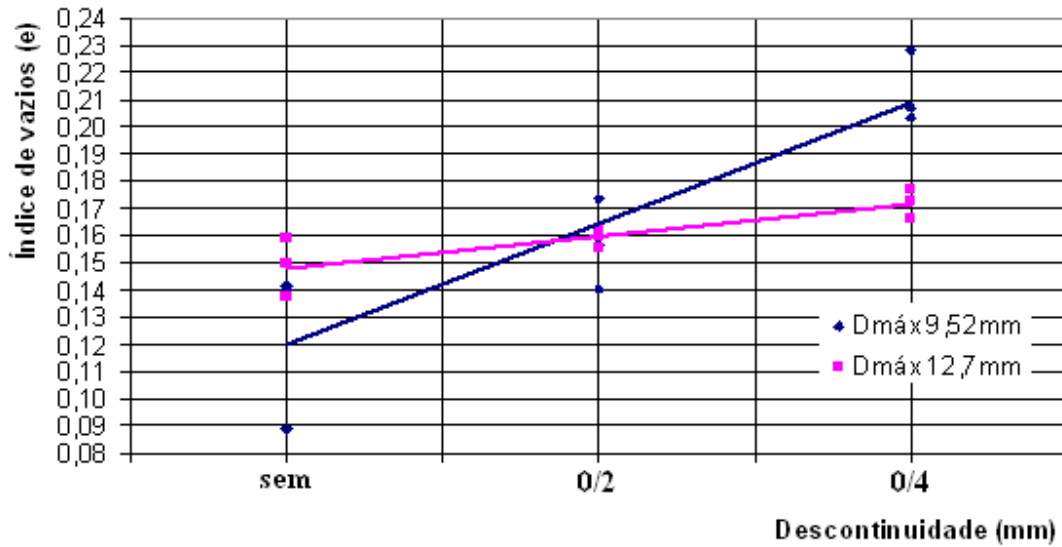


Figura 4.3 – Índice de vazios x Descontinuidade (Dmáx de 9,52mm e Dmáx de 12,70mm).

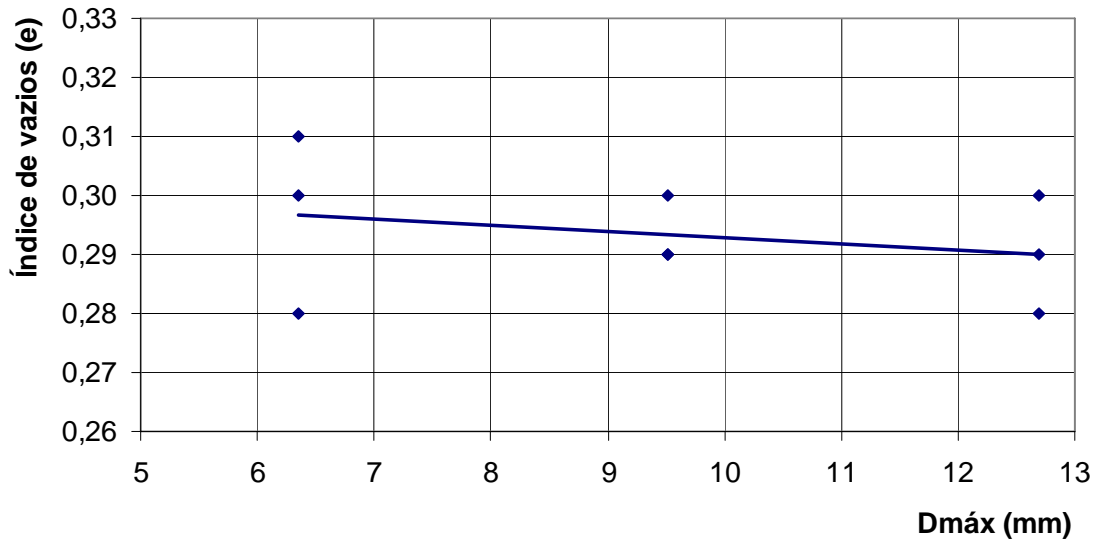


Figura 4.4 – Índice de vazios x Diâmetro máximo (Graduações uniformes).

Pôde ser observado que os corpos de prova moldados com agregados de diâmetros máximo 9,52mm tenderam a apresentar maior variação do índice de vazios quando da geração de descontinuidades em sua granulometria. Este comportamento não foi apresentado de forma significativa quando da geração de descontinuidades na granulometria dos materiais com diâmetro máximo de 12,70mm. Para os corpos de prova moldados com agregados de granulometria uniforme (#12,7mm-9,52mm; #9,52mm-6,35mm e #6,35mm-4,76mm), foi verificado que o índice de vazios se manteve praticamente constante com o aumento do diâmetro dos agregados utilizados. Portanto, quanto menor o diâmetro dos agregados, maior será a influência da geração de descontinuidades na granulometria.

#### 4.1.3 – Relação entre diâmetro máximo dos agregados e a resistência à compressão

Para verificação do comportamento da resistência à compressão, foi considerada a variação do diâmetro máximo dos agregados e suas descontinuidades na granulometria (0/2mm e 0/4mm). Foi analisada a resistência característica ( $f_{pk}$ ), gerada a partir do cálculo da resistência individual ( $f_{pi}$ ) de três corpos de prova de cada uma das descontinuidades. O comportamento em relação a esta resistência pode ser observado na Figura 4.5.

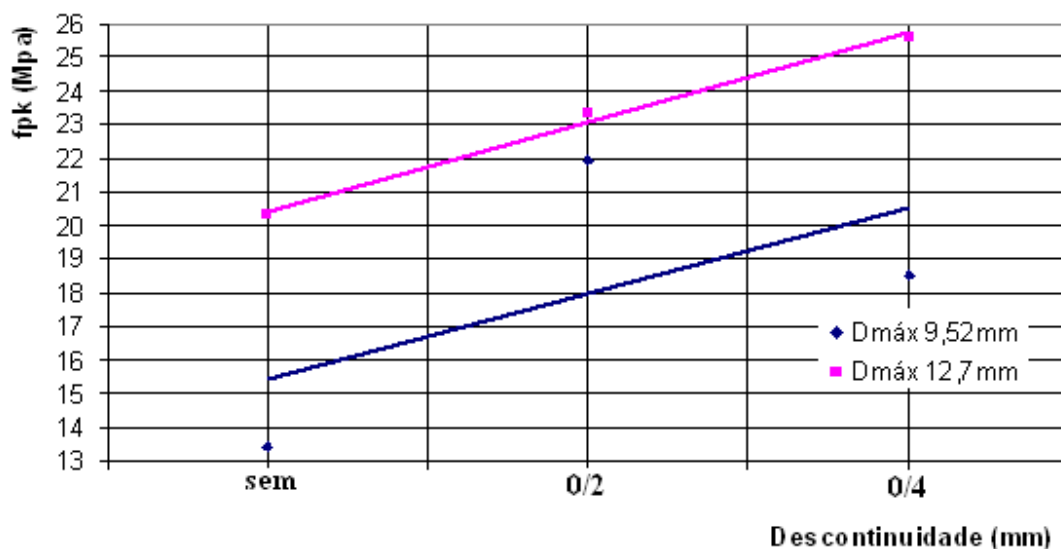


Figura 4.5 – Resistência à compressão x Descontinuidade (D<sub>máx</sub> de 9,52mm e D<sub>máx</sub> de 12,70mm).

O aumento do diâmetro máximo dos agregados correspondeu a um ganho na resistência à compressão. Uma provável explicação para este fato pode estar associada ao contato grão a grão na estrutura do corpo de prova. Este comportamento também pôde ser observado quando da geração das descontinuidades (0/2 e 0/4) na granulometria dos corpos de prova de diâmetro máximo dos agregados de 12,70mm. Para as descontinuidades geradas na granulometria dos corpos de prova de diâmetro máximo dos agregados de 9,52mm pôde, também, ser observado um ganho na resistência à compressão, porém não tão significativa quanto a anterior, pois a maior resistência característica foi obtida pelo corpo de prova com descontinuidade 0/2 na granulometria e não para o com descontinuidade 0/4.

## **4.2 – Análise dos resultados obtidos na segunda etapa dos ensaios**

Nesta segunda etapa foi analisado o comportamento da permeabilidade em função do índice de vazios dos seis corpos de prova moldados com a granulometria adotada para a segunda etapa dos ensaios ( $D_{máx}$  9,52mm e descontinuidade 0/2mm). Também foi analisada a permeabilidade em função da granulometria dos materiais componentes da base e da camada de assentamento da estrutura teste.

### **4.2.1 – Relação entre permeabilidade e índice de vazios**

Na busca de uma possível relação entre a permeabilidade e o índice de vazios dos seis corpos de prova moldados na segunda etapa do estudo, foram traçados os gráficos apresentados nas Figuras 4.6; 4.7 e 4.8.

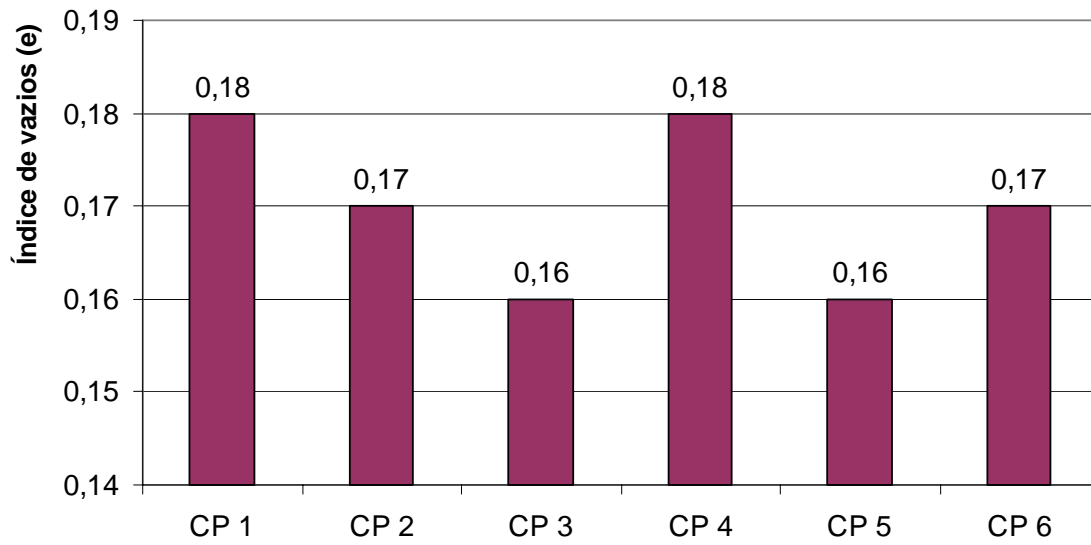


Figura 4.6 – Índice de vazios x Corpos de Prova (Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).

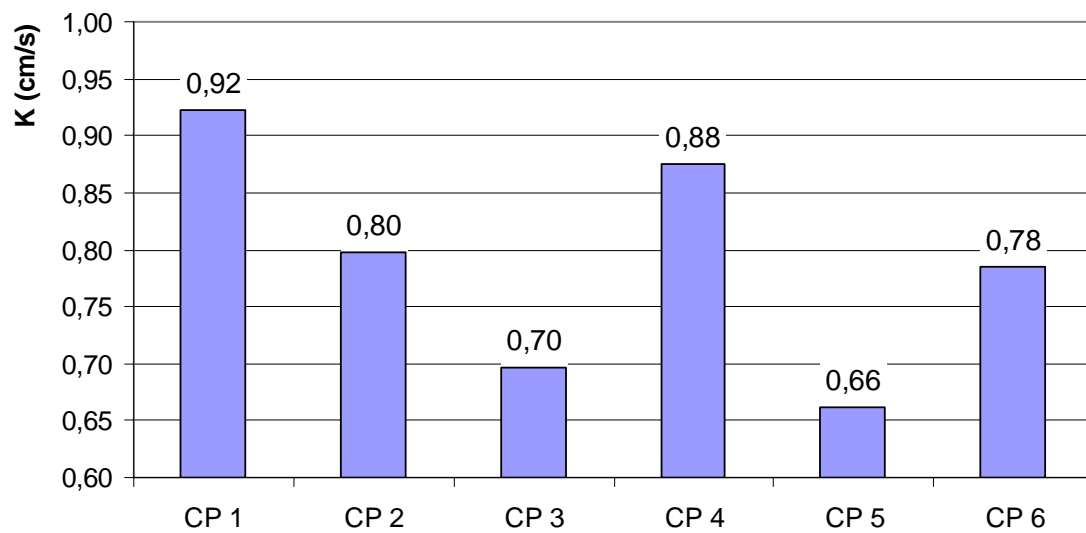


Figura 4.7 – Permeabilidade x Corpos de Prova (Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).

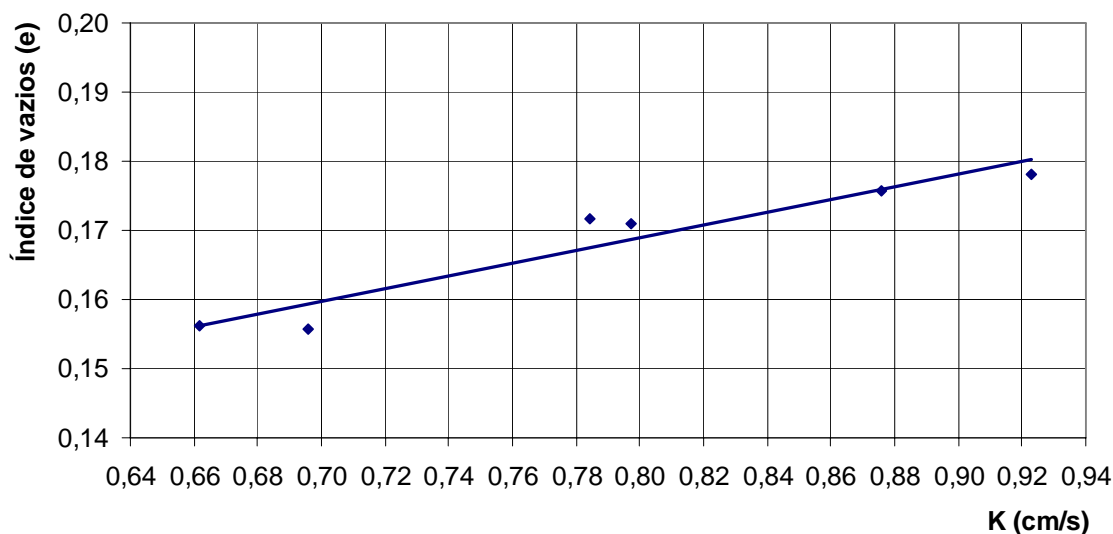


Figura 4.8 – Índice de vazios x Permeabilidade (CPs de Diâmetro máximo de 9,52mm 0/2).

O formato apresentado pelos gráficos das Figuras 4.6 e 4.7 apontou uma possível relação entre o índice de vazios e a permeabilidade, porém esta relação não se apresentou significativa a ponto de poder ser elaborada uma equação para definição da permeabilidade a partir da obtenção do índice de vazios dos corpos de prova. O gráfico da Figura 4.8 mostra que existe uma tendência de aumentar o coeficiente de permeabilidade quando é elevado o índice de vazios.

Uma relação percentual da permeabilidade em função do índice de vazios para o valor médio dos seis corpos de prova mostrou que o valor do índice de vazios foi de 21,3% do valor da permeabilidade. Esta relação também pôde ser observada para os seis corpos de prova sendo o maior valor obtido para o CP 5 (23,6%) e o menor para o CP 1 (19,3%).

#### 4.2.2 – Relação entre %p200 e permeabilidade da Base (brita graduada)

O gráfico da Figura 3.31 do capítulo 3 apresenta o comportamento da permeabilidade da brita graduada utilizada para camada de base quando do aumento da porcentagem passante na peneira de abertura 0,074mm. Por apresentar menor quantidade de materiais finos, a mistura para base com 5% de material passante na peneira de abertura 0,074mm foi a que apresentou maior permeabilidade, as outras três misturas estudadas apresentaram valores



muito próximos entre si com ligeiras reduções no coeficiente de permeabilidade com o aumento da percentagem passante na peneira #200.

#### 4.2.3 – Relação granulometria x permeabilidade (assentamento)

A Figura 4.9 apresenta o comportamento da permeabilidade em função da granulometria adotada para as duas curvas estudadas como camada de assentamento da estrutura teste. A curva 01 representa a curva granulométrica da qual a areia foi lavada na peneira de abertura 0,074mm e a curva 02 representa a curva granulométrica gerada após a retirada dos materiais retidos nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm.

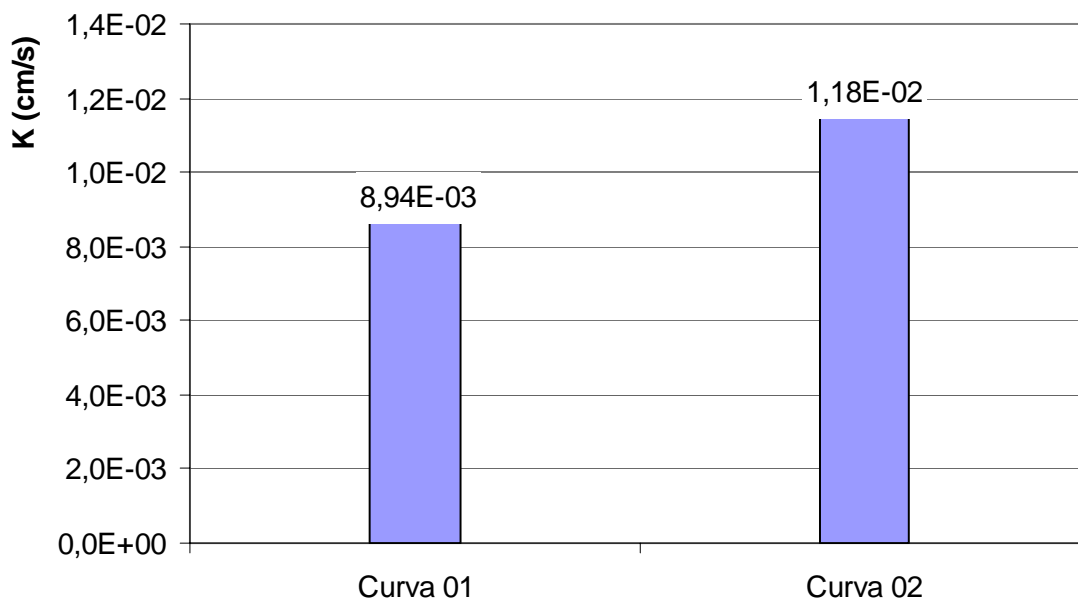


Figura 4.9 – Permeabilidade x Granulometria (Camada de Assentamento).

Como já era esperado, após a retirada dos materiais retidos nas peneiras de abertura 0,074mm e 0,150mm (curva 02), a permeabilidade apresentou um valor mais elevado, passando de 8,94E-03 cm/s para 1,18E-02 cm/s.

### 4.3 – Análise da estrutura teste

Nesta etapa, a análise elaborada para a estrutura teste está focada principalmente no cálculo da permeabilidade perpendicular ao conjunto das camadas e na identificação de seus vazios.

#### 4.3.1 – Permeabilidade perpendicular à estratificação da estrutura teste

Para possibilitar a identificação da permeabilidade perpendicular à estrutura teste, foi utilizada a equação 10 apresentada no item 2.1.5 do capítulo 2. Desta forma, o resultado obtido foi o apresentado na seqüência.

$$K_v = \frac{\sum e_i}{\sum \frac{e_i}{a}} \quad (38)$$

$$K_v = \frac{8cm + 5cm + 15cm + 10cm}{\frac{8cm}{0,79cm/s} + \frac{5cm}{0,0118cm/s} + \frac{15cm}{0,0146cm/s} + \frac{10cm}{0,00587cm/s}} \quad (39)$$

$$K_v = 0,012cm/s = 1,20.E - 02cm/s \quad (40)$$

Portanto, sendo consideradas as quatro camadas do pavimento como uma única estrutura a ser percolada, o coeficiente de permeabilidade apresenta o valor de 1,20E-02cm/s.

#### 4.3.2 – Cálculo dos vazios das camadas da estrutura teste

O cálculo do volume de vazios e do índice de vazios foi elaborado para possibilitar a identificação do volume a ser ocupado pela água em cada uma das camadas da estrutura teste e estão apresentados na Tabela 4.1.

Camada	MEA máx. seca (KN/m3)	ME real (KN/m3)	Vazios (%)	Volume da Camada (cm3)	Volume de Vazios (cm3)	Índice de Vazios (e)
Blocos	-	-	16,81	39200	6589,52	0,17
Assentamento	1,764	2,63	32,93	24500	8067,30	0,33
Base	2,221	2,62	15,23	73500	11193,32	0,15
Subleito	1,904	2,63	27,60	49000	13526,24	0,28

Tabela 4.1 – Volume de vazios e índice de vazios da estrutura teste

Esta análise possibilitou identificar que dos 186200cm<sup>3</sup> da estrutura estudada, 39376,38cm<sup>3</sup> são ocupados por vazios, isto significa que quando esta estrutura estiver totalmente saturada, ela estará armazenando aproximadamente 39,4 litros de água, valor que representa 21% de seu volume total. O maior índice de vazios foi obtido pela camada de assentamento que apresentou um valor de 0,33.

#### 4.4 – Ensaio no simulador de chuvas

Para esta etapa, a análise dos resultados focou os ensaios realizados no simulador de chuvas, foi calculado o volume precipitado sobre a estrutura, a vazão de escoamento superficial, a vazão de infiltração na estrutura, o comportamento dos volumes acumulados e, por fim, elaborado um estudo sobre a capacidade de infiltração para cada um dos ensaios realizados.

##### 4.4.1 – Volume precipitado sobre a estrutura

Para possibilitar o cálculo dos volumes precipitados sobre a estrutura em cada um dos ensaios, foi utilizada a equação 41. Esta equação também foi utilizada para a calibração do simulador de chuvas.

$$i(mm/h) = \frac{\text{Volume}(ml) * 1000}{\frac{\text{área}(mm^2)}{\text{tempo}(h)}} \quad (41)$$

Os resultados obtidos com o uso desta equação estão apresentados na Tabela 4.2.

Ensaio	Intensidade (mm/h)	Duração (min)	Volume Precipitado (ml)
1	79,1	60	38759,0
2	19,0	480	74480,0
3	150,3	10	12274,5
4	150,3	20	24549,0

Tabela 4.2 – Volume precipitado sobre a estrutura em cada um dos ensaios

Como a área do simulador de chuvas é constante e igual a 490.000mm<sup>2</sup>, a intensidade e o tempo de duração definiram o volume precipitado sobre a estrutura em cada um dos ensaios.

#### 4.4.2 – Vazão de escoamento superficial

Através das leituras parciais do volume escoado superficialmente com o decorrer do tempo de ensaio, foi determinado o comportamento da vazão de escoamento superficial para cada um dos ensaios (Figuras 4.10; 4.11 e 4.12). O primeiro ensaio representa o ensaio realizado para o intensidade de 79,1mm/h e com duração de 60 minutos (ensaio 1), o segundo ensaio representa o ensaio realizado com a intensidade de 19,0mm/h e com duração de 480 minutos (ensaio 2), o quarto foi o realizado com intensidade de 150,3mm/h e sem duração pré-estabelecida (ensaio 4). Esta análise não foi elaborada para o terceiro ensaio (realizado com a intensidade de 150,3mm/h e com duração de 10 minutos) pelo fato da não ocorrência do escoamento superficial. Nos gráficos, a linha vermelha indica o tempo de término do ensaio, ou seja, o momento onde foi interrompida a chuva simulada.

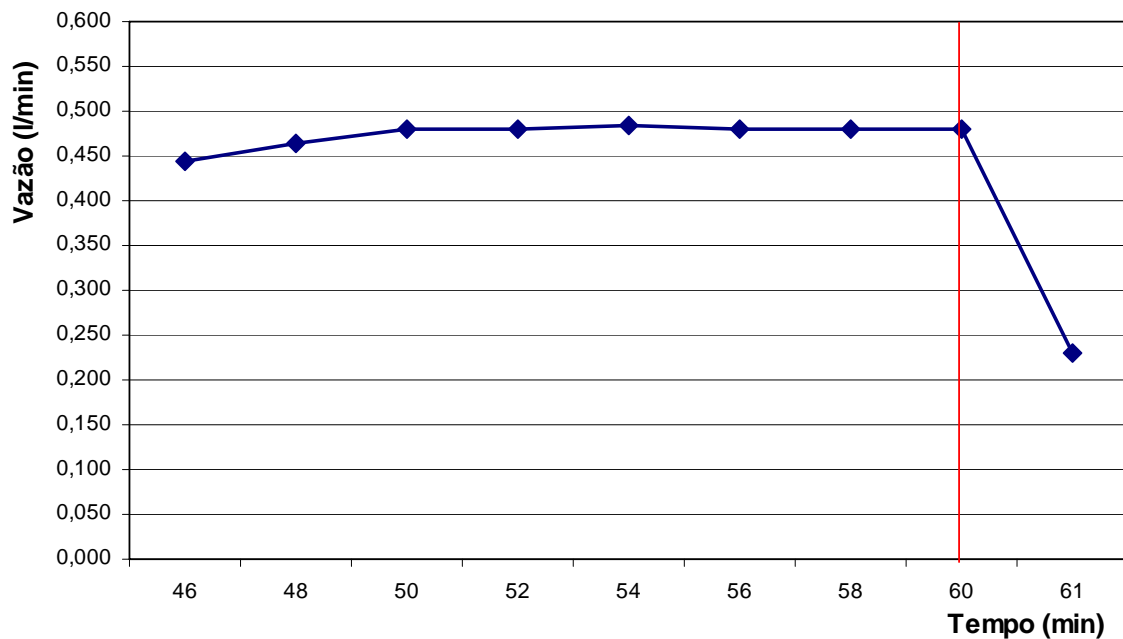


Figura 4.10 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 1.

Os dados referentes ao primeiro ensaio indicam que o escoamento superficial iniciou aos 44 minutos com a primeira leitura de volume realizada aos 46 minutos. O gráfico da Figura 4.10 mostra que a vazão de escoamento superficial se manteve praticamente constante dos 50 aos 60 minutos em um valor médio de 0,48 litros/minuto.

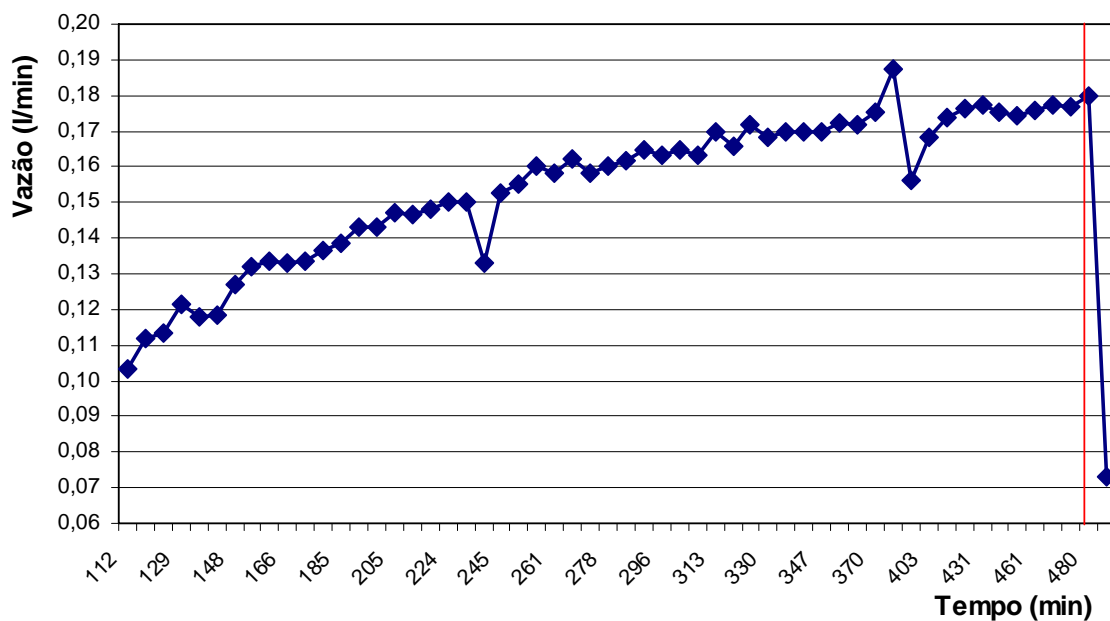


Figura 4.11 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 2.

No decorrer do segundo ensaio, a vazão de escoamento superficial apresentou uma ligeira elevação com o passar do tempo. Durante todo o ensaio, as vazões de escoamento se mantiveram entre os valores de 0,1 l/min e 0,18 l/min, sendo verificada uma possível estabilização desta vazão depois de decorridos 413 minutos do início do ensaio, entre os valores de 0,17 e 0,18 litros/minuto.

Por se tratar de um ensaio de longa duração, pôde ser observada a elevação da vazão com o decorrer do tempo de ensaio. Isto pressupõe a ocorrência de alguma falha no controle da intensidade da chuva (controle do nível da água no tambor do simulador de chuvas). Mesmo que esta variação da intensidade tenha ocorrido em pequena magnitude, pode ser suficiente para dificultar a elaboração da análise de seus resultados.

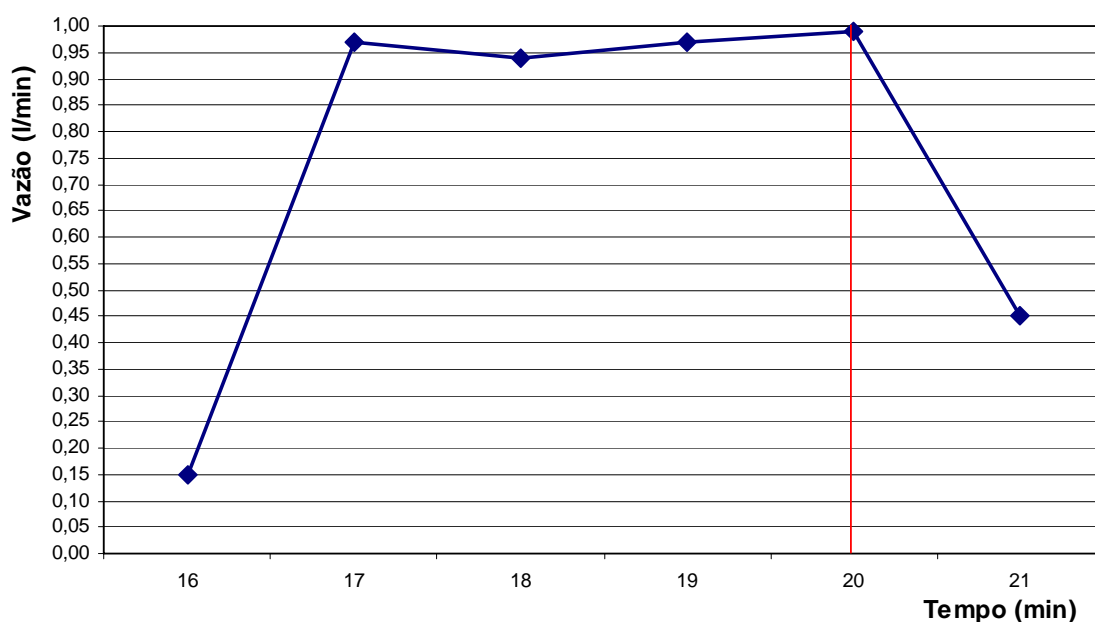


Figura 4.12 – Vazão de escoamento superficial no ensaio 4.

O quarto ensaio apresentou um intervalo de escoamento superficial de apenas 4 minutos entre o início do escoamento e o fim do ensaio. Por este motivo, não foi possível definir um valor expressivo para constância da vazão, porém é notória uma possível estabilidade entre o 17º e 20º minutos, onde a vazão de escoamento superficial apresentou um valor médio de 0,97 litros por minuto.

Sendo assim, o comportamento da vazão de escoamento superficial para os três ensaios pode ser expresso pela Figura 4.13.

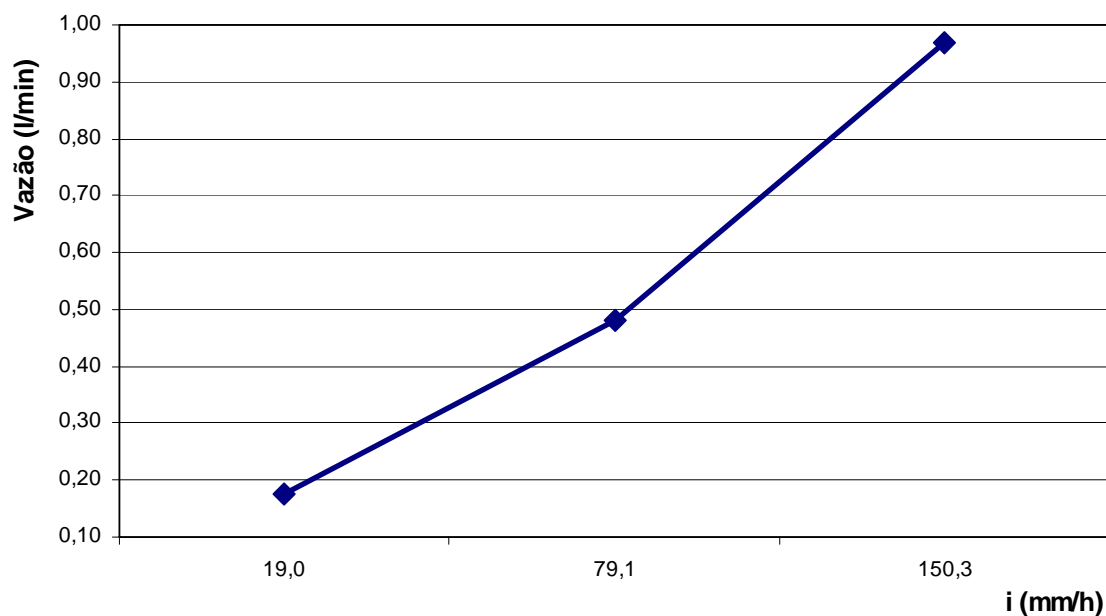


Figura 4.13 – Vazão de escoamento superficial x Intensidade.

Como visto nos gráficos anteriores e na Figura 4.13, a vazão média de estabilização do escoamento superficial apresentou os valores de 0,175 l/min; 0,48 l/min e 0,97 l/min respectivamente para as intensidades de 19,0mm/h; 79,1mm/h e 150,3 mm/h.

#### 4.4.3 – Vazão de infiltração na estrutura

A vazão de infiltração foi obtida através das leituras parciais do volume que atravessava toda a estrutura por meio de infiltração no decorrer do tempo de ensaio. Para possibilitar a análise do comportamento desta vazão foram elaborados quatro gráficos (Figuras 4.14; 4.15; 4.16 e 4.17). Cada gráfico corresponde a um dos ensaios realizados no simulador de chuvas.

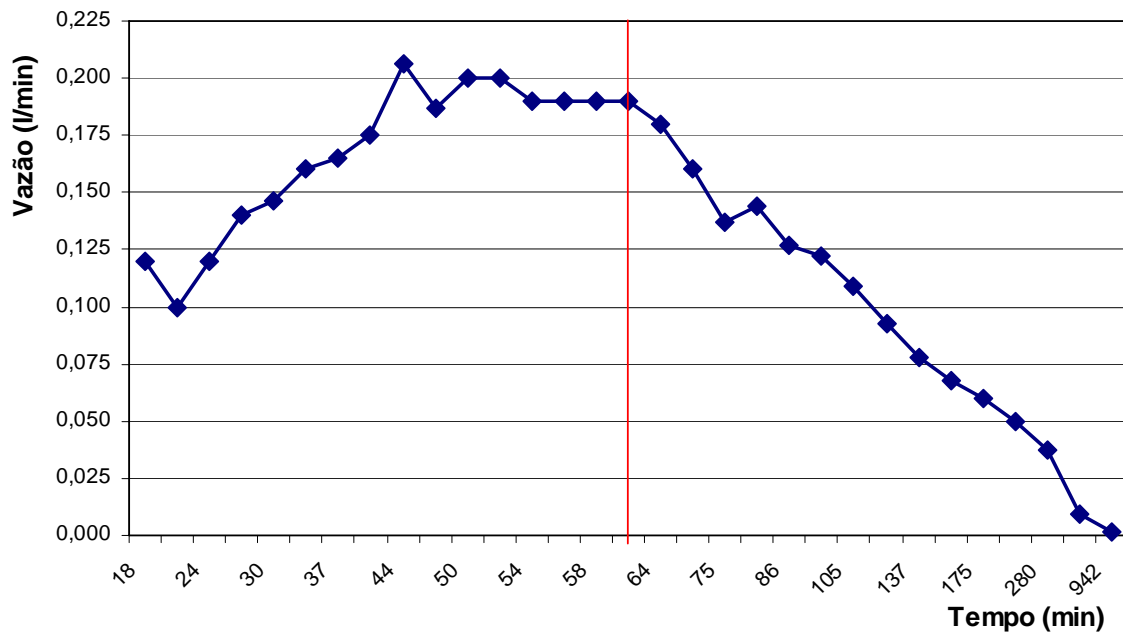


Figura 4.14 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 1.

Para o primeiro ensaio, a vazão de infiltração apresentou crescimento até os 44 minutos onde atingiu uma vazão máxima de 0,207 l/min. Após isto, para os 16 minutos restantes, apresentou estabilização em um valor médio de 0,194 l/min até o termino do ensaio onde passou a decrescer lentamente.

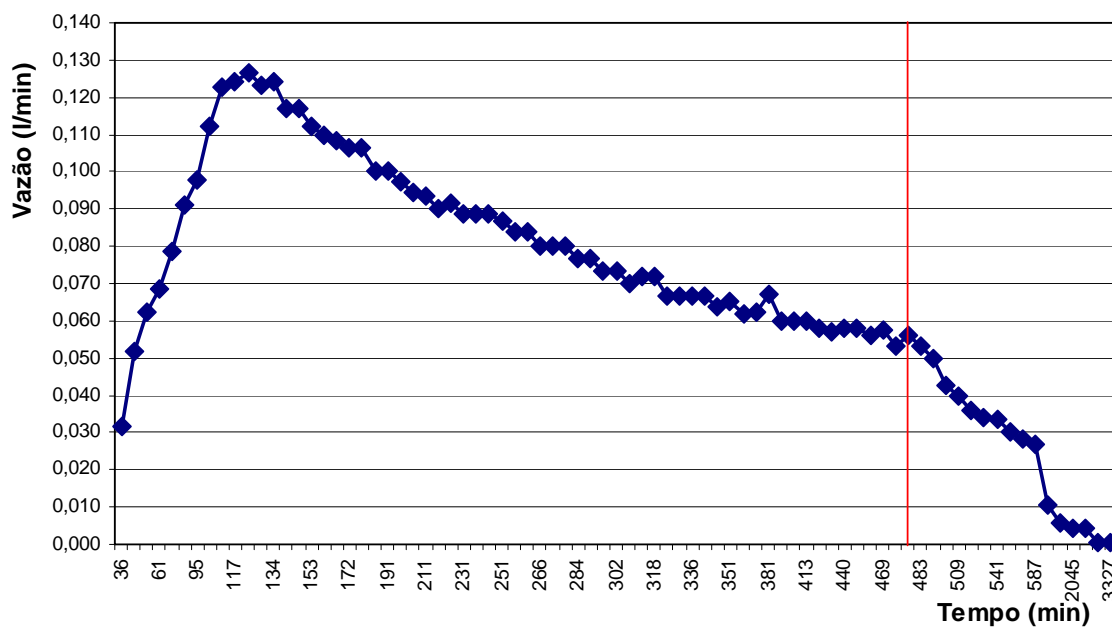


Figura 4.15 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 2.



No segundo ensaio, a vazão de infiltração apresentou elevação dos 22 minutos até os 123 minutos onde atingiu uma vazão máxima de 0,127 litros/minuto. Após isto, até aos 480 minutos de ensaio, a vazão apresentou redução com o passar do tempo, vindo atingir um valor de 0,056 litros/minuto ao término do ensaio e não um valor constante como era de se esperar. Para este caso, a explicação pode estar ligada à obstrução de alguma das camadas da estrutura, onde a probabilidade maior recai para a camada de base, por apresentar elevada quantidade de materiais passantes na peneira de abertura 0,074mm. Esta redução da vazão de infiltração ajuda a explicar o fenômeno ocorrido na elevação da vazão de escoamento superficial.

A vazão de infiltração média, apresentada para o segundo ensaio, dos 123 aos 480 minutos foi de 0,081 litros/minuto.

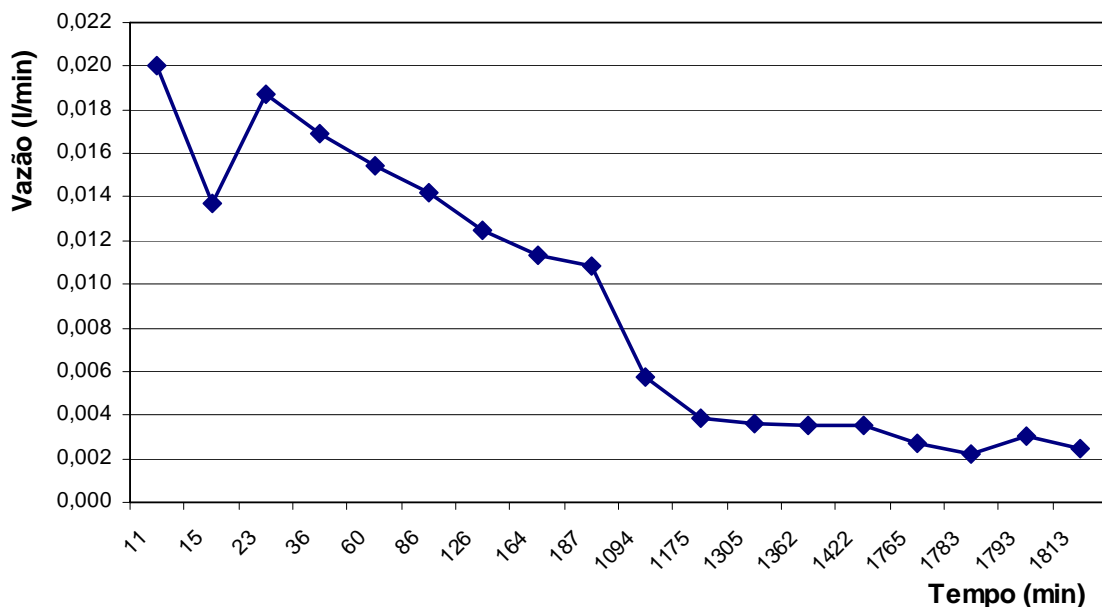


Figura 4.16 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 3.

Para o terceiro ensaio, a vazão de infiltração passou a ocorrer somente aos 11 minutos, ou seja, um minuto após seu término. Isto explica a ocorrência de um pico máximo de 0,020 litros/minuto e após isto sua redução. Com um único ponto máximo não foi possível determinar um valor característico para constância da vazão, por este motivo o terceiro ensaio novamente não apresentou significância para este tipo de análise.

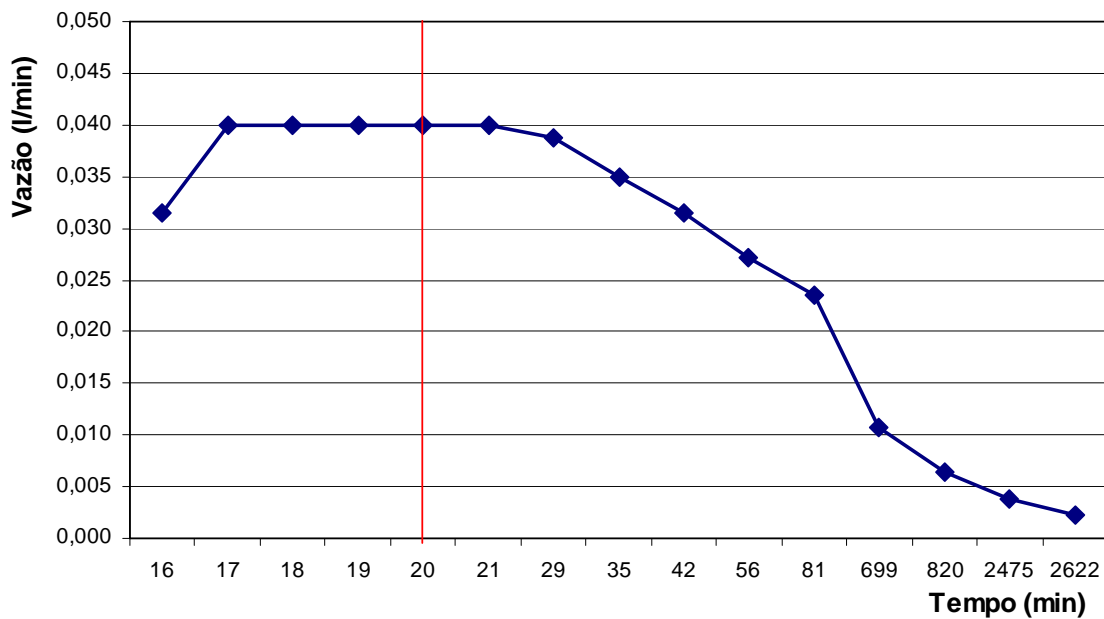


Figura 4.17 – Vazão de infiltração na estrutura para o ensaio 4.

Dos quatro ensaios, o quarto foi o que apresentou melhor visualização do ponto onde a vazão de infiltração passou a permanecer constante e com valor de 0,040 litros/minuto. Mesmo sendo o de menor duração, a constância permaneceu dos 17 minutos até seu término aos 20 minutos.

O gráfico da Figura 4.18 apresenta o comportamento da vazão de infiltração na estrutura teste em função da intensidade da precipitação em cada um dos três ensaios analisados.

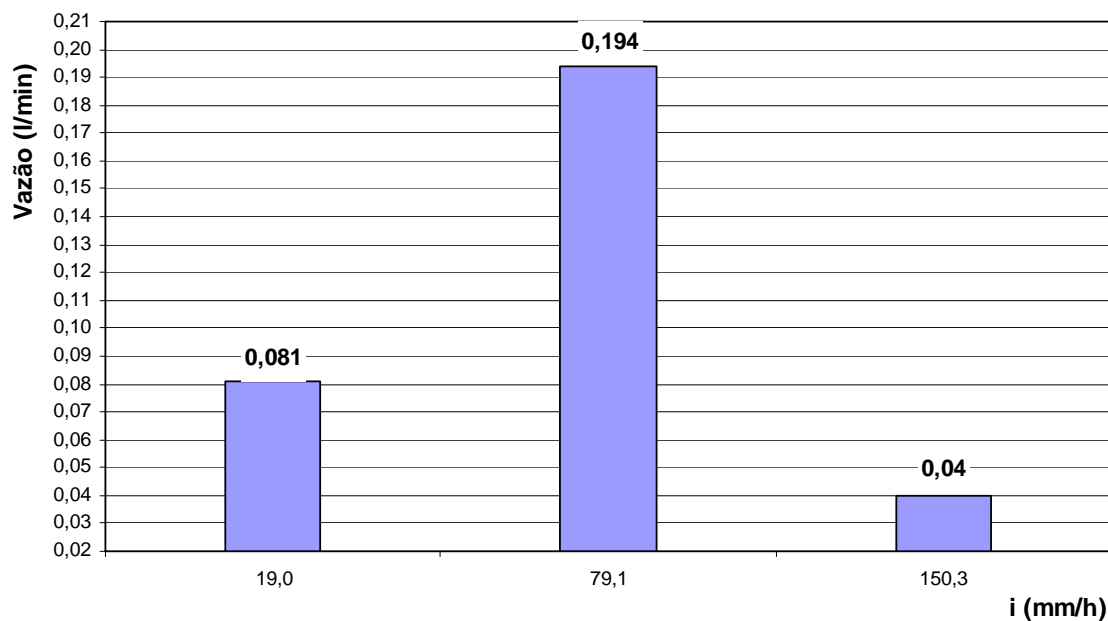


Figura 4.18 – Vazão de infiltração x Intensidade.

A maior vazão de infiltração foi obtida para o ensaio realizado com a intensidade de 79,1mm/h (primeiro ensaio) e a menor para o ensaio realizado com a intensidade de 150,3 mm/h (último ensaio). Esta análise ajudou a identificar que independente da intensidade ou da duração da precipitação, a redução da vazão de infiltração ocorreu com a ordem da realização de cada um dos ensaios. Isto indica a ocorrência de uma possível colmatção das camadas.

#### 4.4.4 – Comportamento dos volumes acumulados

Para auxiliar na compreensão do comportamento dos volumes acumulados de escoamento, infiltração através do subleito, precipitação e retido pela estrutura, foram elaborados os gráficos das Figuras 4.19; 4.20; 4.21 e 4.22 que representam este comportamento para cada um dos ensaios realizados no simulador de chuvas.

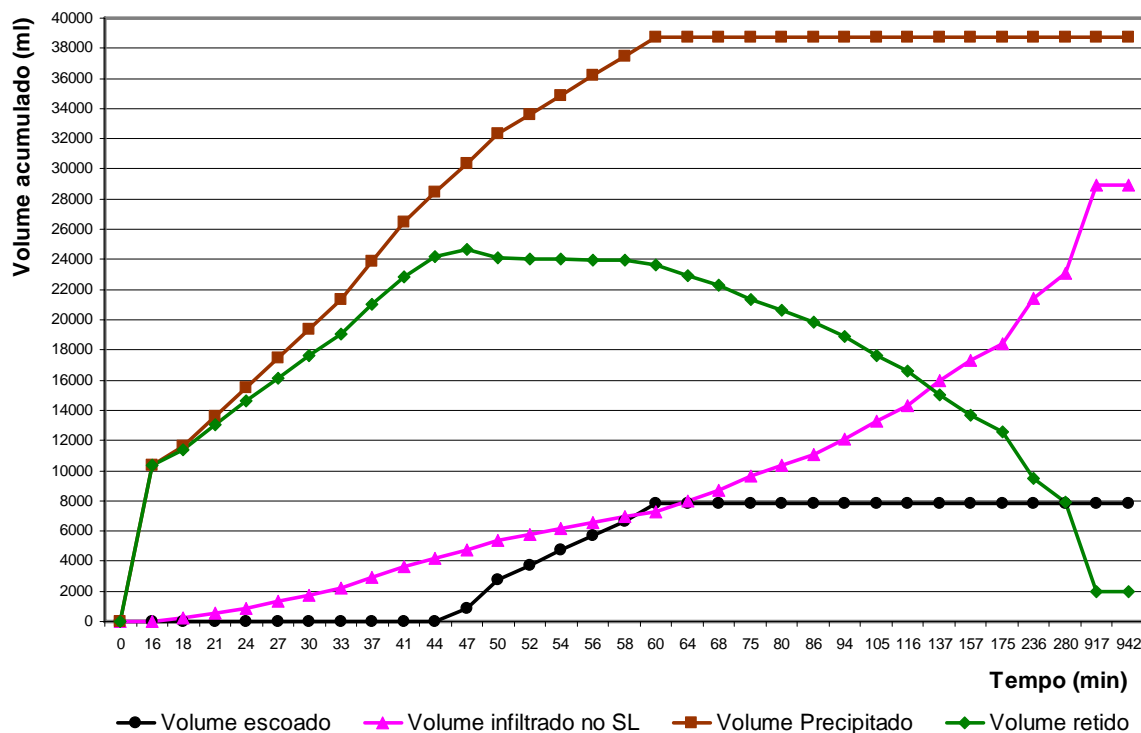


Figura 4.19 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 1.

O volume máximo retido pela estrutura no primeiro ensaio foi de 24691ml, marca que foi atingida após serem decorridos 47 minutos de seu início, ou seja, logo após ser iniciado o escoamento superficial que atingiu um volume máximo de 7820ml ao término do ensaio, quando haviam sido precipitados 38759ml e infiltrado na camada de subleito 7300ml.

Pôde ser observado que a infiltração na camada do subleito iniciou aos 16 minutos e permaneceu crescente até as últimas leituras do volume. Também é observada a estabilização do volume retido pela estrutura logo após o início do escoamento superficial, permanecendo com esta constância até o término do ensaio quando os volumes, escoado e precipitado, foram máximos, ocasionando a redução gradual do volume retido pela estrutura com o passar do tempo.

Ao término do primeiro ensaio (60 min), do volume total precipitado, 61,0% permanecia retido na estrutura enquanto 20,2% haviam escoado e 18,8% infiltrado no subleito.

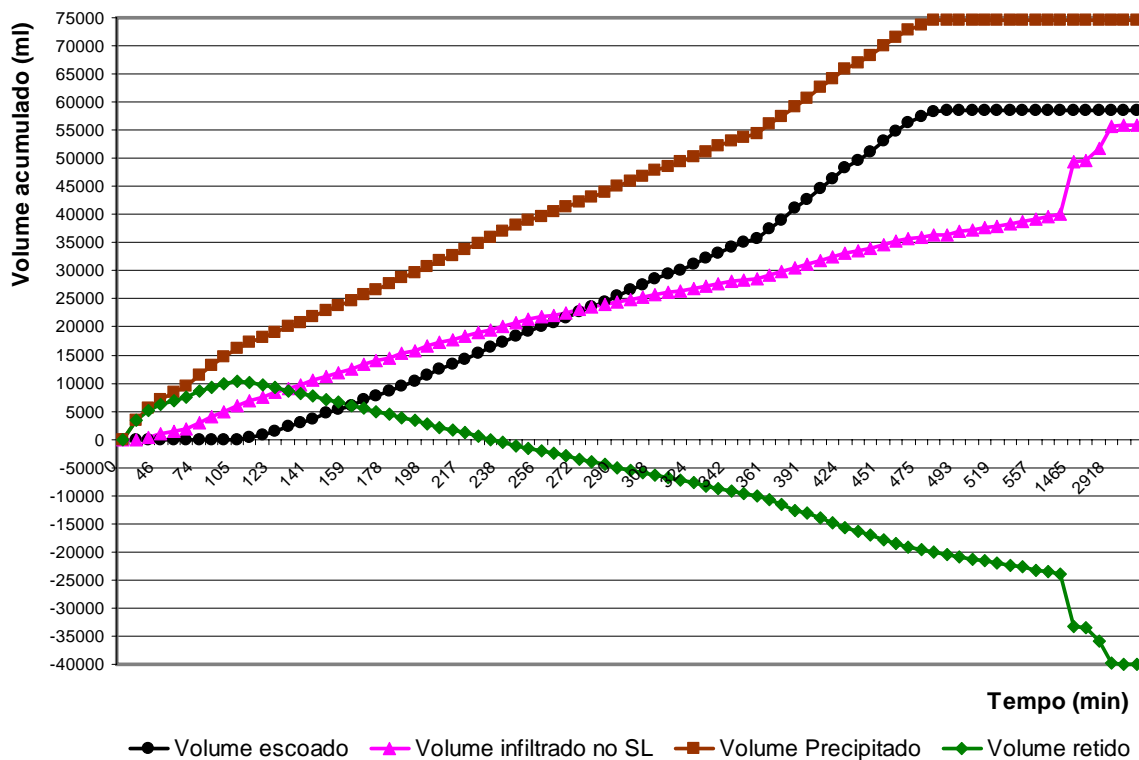


Figura 4.20 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 2.

No segundo ensaio, a ocorrência de volumes negativos retidos pela estrutura confirma uma falha no controle da intensidade da chuva (controle do nível da água no tambor do simulador de chuvas), que impossibilitou a realização da análise de seus resultados.

Os volumes negativos ocorreram pelo fato de que a partir de determinado momento do ensaio, a intensidade considerada de 19,0mm/h gerou um volume precipitado inferior à soma dos volumes escoado na superfície e infiltrado na camada de subleito. Portanto, para esta etapa da análise, nenhuma observação pôde ser considerada para este ensaio.

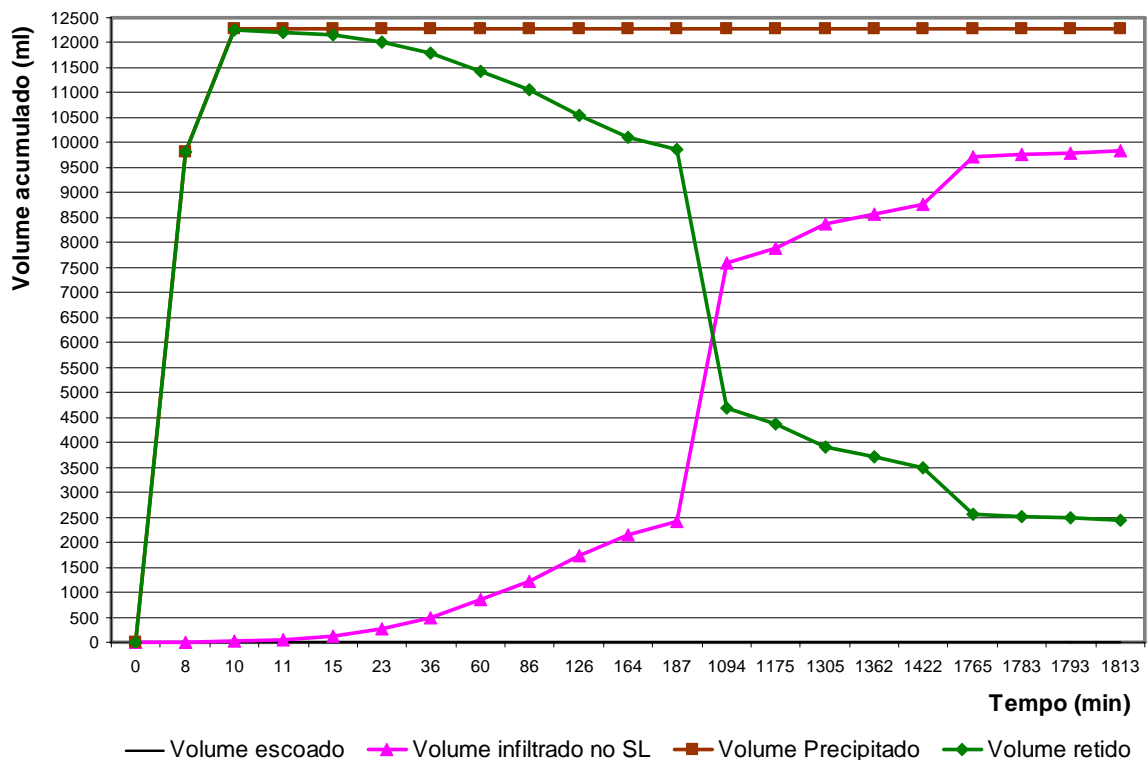


Figura 4.21 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 3.

No decorrer dos 10 minutos estabelecidos para o terceiro ensaio, o volume máximo retido pela estrutura foi de 12255ml, representando 99,8% dos 12275ml precipitados. O volume infiltrado no subleito foi de 20ml, ou seja, 0,2% do total precipitado.

Por não apresentar escoamento superficial, o volume retido pela estrutura no decorrer do terceiro ensaio, apresentou crescimento idêntico ao volume precipitado. Este comportamento permaneceu até o término do ensaio, quando este volume passou a reduzir na mesma proporção em que o volume infiltrado no subleito aumentava.

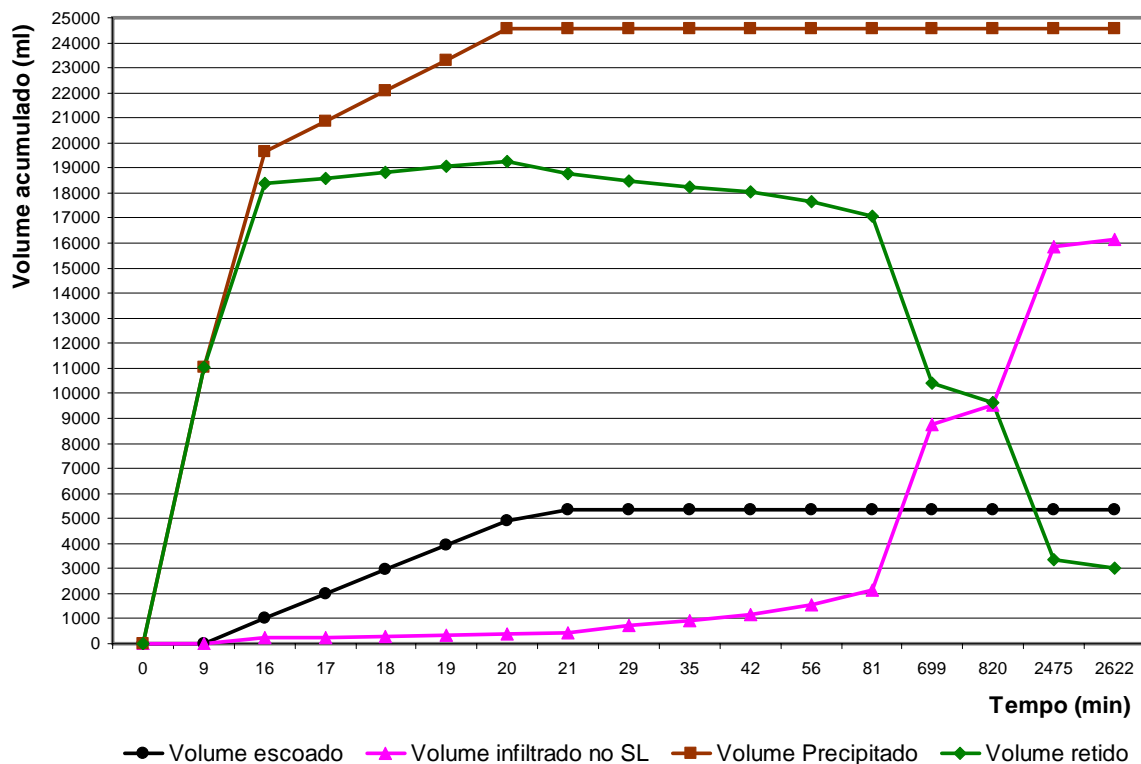


Figura 4.22 – Comportamento dos volumes acumulados para o ensaio 4.

Por ser realizado com mesma intensidade de precipitação, porém com duração diferente, o comportamento apresentado pelo quarto ensaio foi semelhante ao apresentado pelo terceiro. A diferença ficou por conta da ocorrência de um escoamento superficial que atingiu volume máximo de 4910ml após os 20 minutos de ensaio. O volume máximo retido pela estrutura neste mesmo tempo foi de 19259ml e o infiltrado na camada de subleito de 380ml.

Como o volume precipitado sobre a estrutura, para este quarto ensaio, foi de 24549ml, os volumes retido, escoado na superfície e infiltrado no subleito corresponderam respectivamente às porcentagens de 78,45%, 20,0% e 1,55%.

#### 4.4.5 – Capacidade de infiltração

Nesta etapa da análise elaborada para os ensaios realizados no simulador de chuvas foi identificada a capacidade de infiltração da estrutura. Esta análise foi possível somente para o primeiro e quarto ensaios, para o segundo ensaio, o problema no controle da precipitação resultou em valores que impossibilitaram elaborar este estudo de forma correta, já para o terceiro ensaio, a análise não foi possível devido a não ocorrência de escoamento superficial.

##### 4.4.5.1 – Capacidade de infiltração para o primeiro ensaio

A intensidade de precipitação fixada para o primeiro ensaio foi de 79,1mm/h com duração de 60 minutos. Como a área do simulador de chuvas é de 0,49m<sup>2</sup>, a capacidade de infiltração apresentada pela estrutura no decorrer do tempo foi determinada através da elaboração do teste de infiltração (Tabela 4.3). A obtenção dos resultados de cada uma das colunas da Tabela 4.3 é descrito na seqüência.

Tempo acumulado (min)	Volume escoado acumulado (L)	Lâmina Precipitada (mm)	Lâmina escoada (mm)	Lâmina Infiltrada (mm)	Cap. Infiltração CI (mm/min)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	-
16	0,000	21,093	0,000	21,093	0,779
18	0,000	23,730	0,000	23,730	0,717
21	0,000	27,685	0,000	27,685	0,642
24	0,000	31,640	0,000	31,640	0,583
27	0,000	35,595	0,000	35,595	0,536
30	0,000	39,550	0,000	39,550	0,498
33	0,000	43,505	0,000	43,505	0,465
37	0,000	48,778	0,000	48,778	0,428
41	0,000	54,052	0,000	54,052	0,398
44	0,000	58,007	0,000	58,007	0,378
46	0,890	60,643	1,816	58,827	0,367
47	0,890	61,962	1,816	60,145	0,361
48	1,820	63,280	3,714	59,566	0,356
50	2,780	65,917	5,673	60,243	0,345
52	3,740	68,553	7,633	60,921	0,336
54	4,710	71,190	9,612	61,578	0,327
56	5,670	73,827	11,571	62,255	0,319
58	6,630	76,463	13,531	62,933	0,311
60	7,590	79,100	15,490	63,610	0,303
61	7,820	80,418	15,959	64,459	0,300

Tabela 4.3 – Teste de infiltração para o primeiro ensaio no simulador



Com a fixação da intensidade de precipitação em 79,1mm/h, puderam ser obtidos os valores das lâminas precipitadas, medidas em mm, através da multiplicação da intensidade de precipitação em mm/h pelo tempo acumulado medido em horas.

Os valores para a lâmina escoada medida em milímetros no decorrer do tempo acumulado foram obtidos através da divisão do volume escoado acumulado em litros pela área em metros quadrados da superfície da estrutura ensaiada no simulador de chuvas.

A lâmina infiltrada, em milímetros, foi obtida através da subtração da lâmina precipitada pela lâmina escoada. Com os valores da lâmina infiltrada em função do tempo acumulado, foi elaborado o gráfico da Figura 4.23.

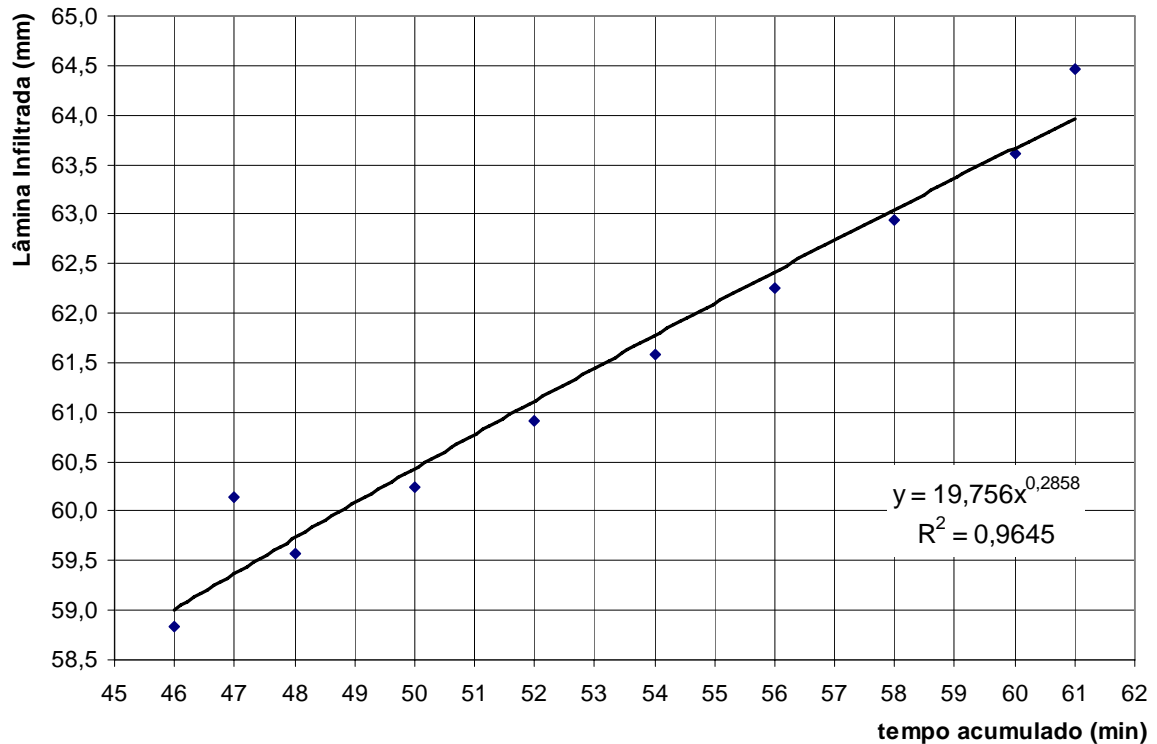


Figura 4.23 – Lâmina infiltrada em função do tempo acumulado para o ensaio 1.

A regressão linear apresentada na Figura 4.23 representa a equação da lâmina infiltrada acumulada potencial ( $I_{pot}$ ), que foi apresentada no item 2.1.6.6 do capítulo 2. Portanto, os valores apresentados para a lâmina infiltrada no tempo  $t = 1$  (C) e para o parâmetro que caracteriza o solo (m), foram respectivamente 19,756 e 0,2858.

Utilizando a equação de Kostiakov, apresentada no item 2.1.6.5 do capítulo 2, tem-se que a capacidade de infiltração num instante  $t$  (CI) é determinada por:

$$CI = K * t^{-n} \quad (42)$$

Para a equação 42 a capacidade de infiltração no tempo  $t = 1$  (K) é determinada por:

$$K = m * C \quad (43)$$

$$K = 0,2858 * 19,756 \quad (44)$$

$$K = 5,646 \quad (45)$$

E o parâmetro característico do solo ( $n$ ) é determinado por:

$$n = m - 1 \quad (46)$$

$$n = 0,2858 - 1 \quad (47)$$

$$n = -0,714 \quad (48)$$

Sendo assim, a capacidade de infiltração em milímetros por minuto (CI), em um determinado instante  $t$ , nas condições apresentadas no primeiro ensaio realizado no simulador de chuvas, é calculada pela equação 49.

$$CI = 5,646 * t^{-0,714} \quad (49)$$

A última coluna da Tabela 4.3 é calculada por meio da equação 49 e do tempo acumulado no decorrer do primeiro ensaio. O tempo de início do escoamento superficial é obtido quando multiplicado pela intensidade de precipitação apresenta o mesmo valor da lâmina infiltrada potencial, ou seja, para o caso do primeiro ensaio:

$$\frac{79,1mm/h}{60} * t = 19,756 * t^{0,2858} \quad (50)$$

No primeiro ensaio, o tempo que satisfaz esta condição foi o de 44,3 minutos. Para este tempo, a capacidade de infiltração apresentou um valor de 0,377mm/min.

O gráfico apresentado na Figura 4.24 ilustra o comportamento da capacidade de infiltração (CI) em função do tempo acumulado e relacionado à taxa de aplicação (TA).

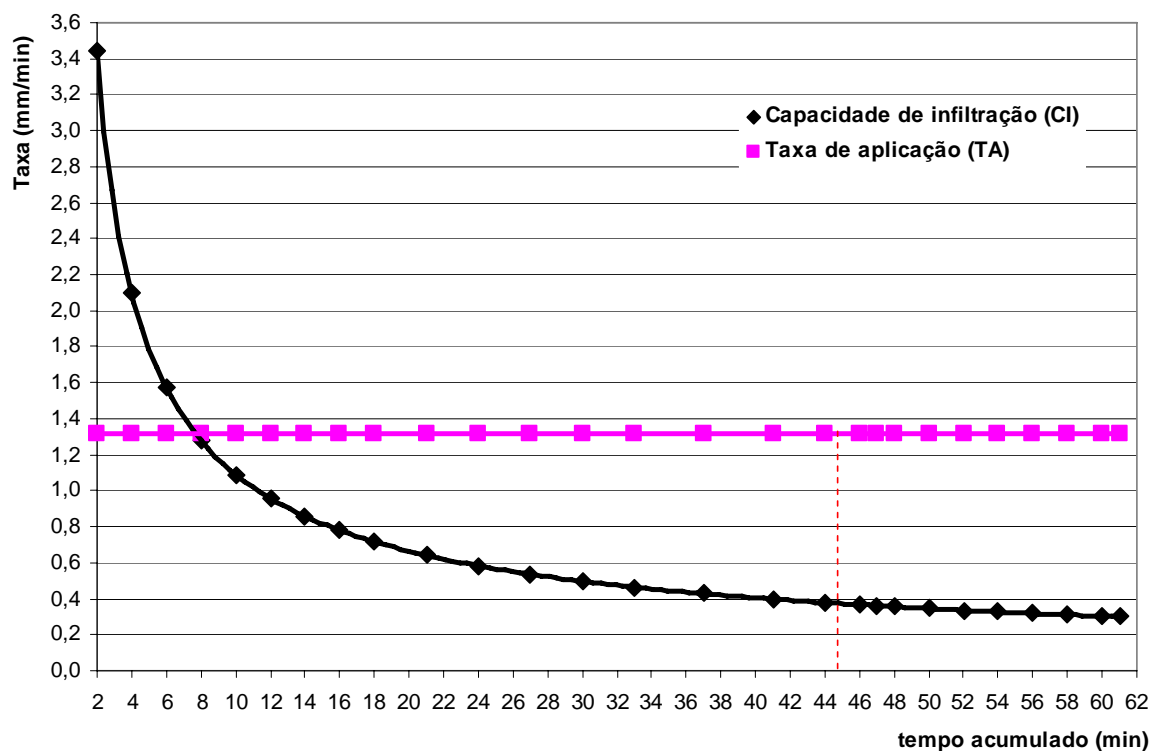


Figura 4.24 – Capacidade de infiltração em função do tempo acumulado para o ensaio 1.

A linha tracejada indica o tempo de início do escoamento superficial, como a curva da capacidade de infiltração só pode ser considerada em situações em que a  $TA > CI$ , a velocidade de infiltração (VI) é determinada pela taxa de aplicação (TA) até o início do escoamento superficial, quando passa a ser determinada pela capacidade de infiltração (CI). A TA é constante durante todo o ensaio e apresenta um valor de 1,32mm/min.

#### 4.4.5.2 – Capacidade de infiltração para o quarto ensaio

Para o quarto ensaio, a intensidade de precipitação foi fixada em 150,3mm/h com duração de 20 minutos. Os resultados obtidos no teste de infiltração realizado para o quarto ensaio são apresentados na Tabela 4.4.

Tempo acumulado (min)	Volume escoado acumulado (L)	Lâmina Precipitada (mm)	Lâmina escoada (mm)	Lâmina Infiltrada (mm)	Cap. Infiltração Cl (mm/min)
0	0,000	0,000	0,000	0,000	-
9	0,000	22,545	0,000	22,545	1,098
16	1,040	40,080	2,122	37,958	0,740
17	2,010	42,585	4,102	38,483	0,710
18	2,950	45,090	6,020	39,070	0,683
19	3,920	47,595	8,000	39,595	0,658
20	4,910	50,100	10,020	40,080	0,635
21	5,360	52,605	10,939	41,666	0,614

Tabela 4.4 – Teste de infiltração para o quarto ensaio no simulador.

Os valores das lâminas precipitadas, lâminas escoadas e lâminas infiltradas, todas medidas em milímetros, foram obtidos de forma análoga ao teste de infiltração realizado para o primeiro ensaio e descrito no item anterior. A Figura 4.25 ilustra o gráfico da lâmina infiltrada em função do tempo acumulado.

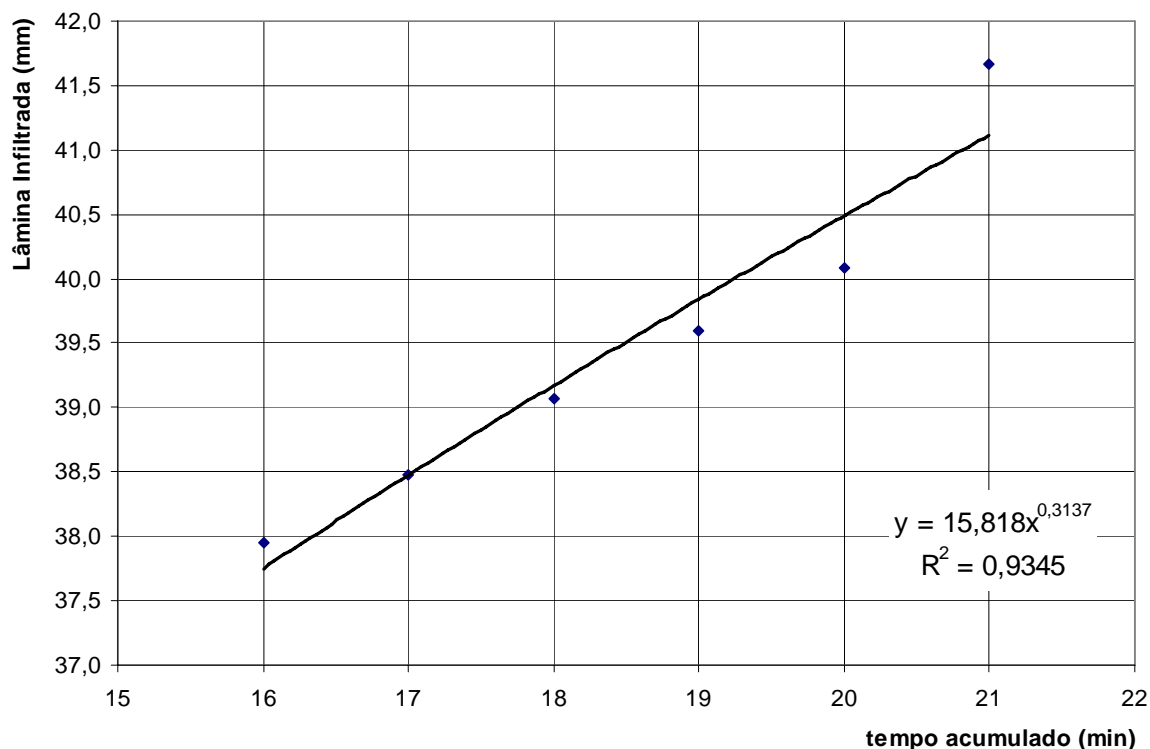


Figura 4.25 – Lâmina infiltrada em função do tempo acumulado para o ensaio 4.

A regressão linear apresentada na Figura 4.25, representa a equação da lâmina infiltrada acumulada potencial ( $I_{pot}$ ), e apresentou valor de 15,818 para a lâmina infiltrada no tempo  $t = 1$  (C) e de 0,3137 para o parâmetro que caracteriza o solo (m).

Para o quarto ensaio, a capacidade de infiltração no tempo  $t = 1$  (K) e o parâmetro característico do solo (n) apresentaram respectivamente os valores de 4,962 e -0,686.

Portanto, a capacidade de infiltração em milímetros por minuto (CI), em um determinado instante  $t$ , nas condições apresentadas no quarto ensaio realizado no simulador de chuvas, é calculada pela equação 51.

$$CI = 4,962 * t^{-0,686} \quad (51)$$

O tempo de início do escoamento superficial calculado para o quarto ensaio foi de 14,7 minutos, para este tempo, a capacidade de infiltração apresentada foi de 0,786mm/min.

O gráfico apresentado na Figura 4.26 ilustra o comportamento da capacidade de infiltração (CI) em função do tempo acumulado e relacionado à taxa de aplicação (TA).

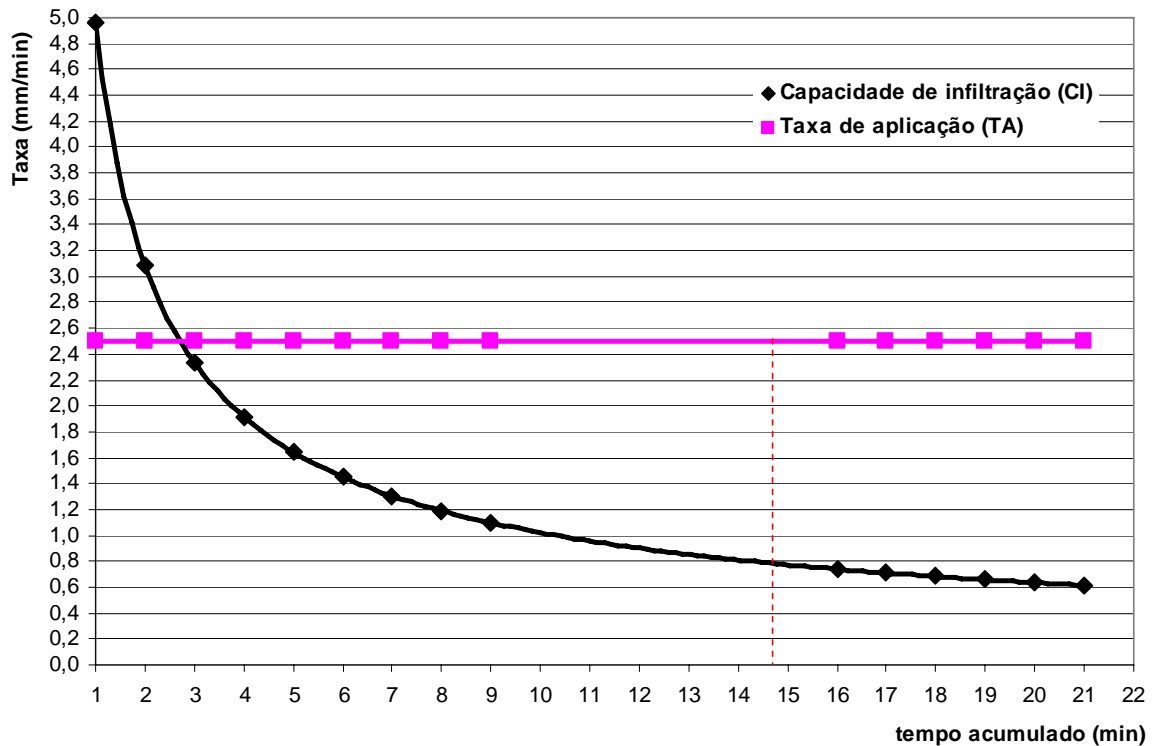


Figura 4.26 – Capacidade de infiltração em função do tempo acumulado para o ensaio 4.

Como visto anteriormente, a velocidade de infiltração (VI) é determinada pela taxa de aplicação (TA) até o início do escoamento superficial quando passa a ser determinada pela capacidade de infiltração (CI). Para o quarto ensaio, a taxa de aplicação é constante e apresenta um valor de 2,51mm/min. Sendo esta a velocidade de infiltração até os 14,7 minutos quando a mesma passa a ser determinada pela capacidade de infiltração e apresentar uma redução com o decorrer do tempo de ensaio.

Após a realização da análise dos resultados obtidos no decorrer da pesquisa, foi elaborado o capítulo 5 que é apresentado na seqüência e tratou de descrever as conclusões do trabalho e as recomendações para futuras pesquisas a serem elaboradas.

## **Capítulo 5**

### **Conclusões**

---

O capítulo cinco descreve as conclusões obtidas no decorrer das etapas da pesquisa remetendo para a certeza de que o objetivo proposto por este estudo foi alcançado. Este capítulo também apresenta algumas sugestões para elaboração de pesquisas que poderão ser desenvolvidas com intuito de ser dada continuidade ao trabalho aqui iniciado.

#### **5.1 – Primeira etapa dos ensaios**

1 – O diâmetro máximo dos agregados não apresentou grande influência no índice de vazios dos corpos de prova. Não foi possível, portanto, definir uma correlação segura entre a permeabilidade apresentada pelo material e o índice de vazios obtido pelo método do volume.

2 – Nenhum dos corpos de prova submetidos ao ensaio de resistência à compressão atingiu o mínimo de resistência exigido pela NBR 9780/97. Porém pôde ser observado um ganho de resistência com o aumento do diâmetro máximo dos agregados.

#### **5.2 – Segunda etapa dos ensaios**

3 – Os resultados do ensaio cántabro acusaram elevado desgaste por abrasão. Isto implica em possível desgaste das bordas dos blocos com a atuação do tráfego. O uso de aditivo na mistura pode ajudar a reduzir este desgaste apresentado pelos corpos de prova.

4 – A estrutura dimensionada para a pesquisa atendeu as exigências impostas pela metodologia da PCA (Portland Cement Association) quando considerado um tráfego inferior à  $8,0E+05$ . Os 15,0cm da camada de base e os 5,0cm da camada de assentamento atenderam as exigências para uma estrutura mínima segundo esta metodologia. Existe a necessidade da elaboração de metodologias mais apuradas para dimensionar estruturas com superfície em blocos de concreto para condição de tráfego leve.

### **5.2.1 – Estrutura teste**

5 – O cálculo do índice de vazios elaborado para cada uma das camadas componentes da estrutura teste indicou que de seu volume total, 21% representam espaços vazios.

### **5.2.2 – Ensaio no simulador de chuvas**

6 – No quarto ensaio realizado no simulador foi gerada uma chuva com intensidade de 150,3mm/h e duração de 20 minutos. Para esta chuva o escoamento superficial só passou a ocorrer após 16 minutos de ensaio. Neste instante, já haviam sido absorvidos 19,6 litros, representando 80% do total precipitado para o ensaio que foi de 24,5 litros. Sendo assim, a estrutura apresentou comportamento satisfatório quanto à retenção para precipitações de elevada intensidade e de curta duração que são as precipitações que mais preocupam em relação à ocorrência de inundações.

7 – Para o primeiro ensaio no simulador (intensidade de 79,1mm/h), foram precipitados 38,6 litros durante 60 minutos, deste total 28,4 litros, ou seja, 73,3% já haviam infiltrado na estrutura teste antes do início do escoamento superficial.

8 – Independente da intensidade ou duração da precipitação, foi verificada uma redução da capacidade de percolação na estrutura com a ordem de realização dos ensaios. Esta variação foi mais significativa do primeiro para o segundo ensaio. Este fato indica a movimentação dos materiais de menor diâmetro no interior de cada uma das camadas e uma possível obstrução gradual da manta geotextil utilizada na interface das camadas.

9 – Os gráficos elaborados para análise do comportamento dos volumes acumulados possibilitaram a visualização do pico máximo atingido pelo volume retido e sua gradual redução com o passar do tempo.



10 – Ao término de cada um dos ensaios, pode ser constatado que a maior parte do volume precipitado ainda permanecia nas camadas da estrutura. No primeiro ensaio, o volume que ainda permanecia no interior da estrutura correspondia a 61,0% do volume precipitado, para o terceiro ensaio, esta porcentagem chegou a 99,8% e para o quarto, 78,5%. Estes resultados foram influenciados diretamente pelo tempo de duração e pela intensidade de chuva adotada para cada um dos ensaios.

11 – Das três intensidades de chuva analisadas no simulador, a que obteve melhor resposta foi a de 150,3mm/h com duração de 10 minutos, sendo esta, uma chuva que ocorre a cada 5 anos na cidade de Florianópolis. Em outro teste para esta mesma intensidade, o escoamento superficial só passou a ocorrer 16 minutos após o início do ensaio.

### **5.2.3 – Capacidade de infiltração**

12 – O teste de infiltração possibilitou identificar a capacidade de infiltração apresentada pela estrutura a qualquer instante no decorrer do tempo de ensaio e calcular o tempo do início do escoamento superficial.

13 – A capacidade de infiltração é influenciada pela intensidade de precipitação. Portanto, quanto maior a intensidade de precipitação, maior será a capacidade de infiltração que irá gerar um escoamento superficial. Esta afirmação foi verificada na análise dos ensaios submetidos ao teste de infiltração.

14 – Com a passar do tempo de uso da estrutura, inevitavelmente ocorrerá à obstrução dos poros dos blocos por agentes externos (colmatção). Este fato resultará na redução da capacidade de infiltração da estrutura. A conservação através de freqüentes limpezas da superfície ajudará a minimizar este problema.

15 – Ao término dos estudos, pode-se afirmar que o objetivo proposto pela a pesquisa foi atingido, pois foram identificados os coeficientes de permeabilidade (K) de diferentes camadas do pavimento que foi montado de forma experimental em laboratório e que possibilitou a identificação da capacidade de infiltração para diferentes intensidades de precipitação.

### **5.3 – Recomendações para futuras pesquisas**

Algumas sugestões para continuação das pesquisas voltadas ao estudo de estruturas com superfície em blocos de concreto de alta porosidade são apresentadas neste capítulo.

1 – Para confirmação das características apresentadas pela estrutura em laboratório, existe a necessidade da construção de uma estrutura em escala real que possibilitará verificar seu comportamento mediante a exposição de precipitações reais.

2 – Um ponto não abordado nesta pesquisa e que se faz necessário conhecer para completa caracterização da estrutura estudada foi à verificação do comportamento mecânico das camadas quando submetidas a elevadas taxas de umidade ou a total saturação.

## Referências Bibliográficas

---

AGUIAR, Adriana Briggs de. *O emprego do Permeômetro de Guelph na determinação da permeabilidade do solo, de camadas de lixo e sua cobertura*. Tese de Mestrado (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2001.

ALMEIDA, Luiz Carlos de. *Notas de aula: Concreto armado*. Departamento de Estruturas. Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas, 2002.

ANA, Agencia Nacional das Águas. *A Ana na Gestão das águas*. Disponível em: <<http://www.ana.com.br>>. Acesso em: 02 de fevereiro de 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Pavimentos Intertravados, Práticas Recomendadas – PR1 e PR2*. Disponível em: <<http://www.abcp.com.br>>. Acesso em: 19 de dezembro de 2006.

BENSON, C. H., HARDIANTO, F. S. and MOTAN, E. S. *Representative Specimen Size for Hydraulic Conductivity Assessment of Compacted Soil Liners*, Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM, Philadelphia, 1994.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos Solos e suas aplicações. Vol.1. 6ªed.* Rio de Janeiro, RJ: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1988.

CAPUTO, Homero Pinto. *Mecânica dos Solos e suas aplicações. Vol.2. 6ªed.* Rio de Janeiro, RJ: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1987.

COOK, I. D; KNAPTON, J. *A Design Method for Lightly Trafficked and Pedestrian Pavements*. In: Fifth International Concrete Block Paving Conference. Tel-Aviv. Israel, 1996. p. 339-348.

CHRISTORY, J. P.; PIPIEN, G.; SOUDIEU, B.; CHAUCHOT, J. *The road and the environment – a marriage of convenience: Thick porous pavements*, Proceedings of the Fifth International Conference on Concrete Pavement and Rehabilitation, Purdue University, Indiana, 1993, Vol.2, pp. 107-124.

CRUZ, Luiz Otávio Maia. *Pavimento Intertravado de Concreto: Estudo dos Elementos e Métodos de Dimensionamento*. Tese de Mestrado (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2003.

FEBESTRAL. *Les Revêtements Drainantss*. Disponível em: <<http://www.febe-febestral.be>>. Acesso em: 18 de dezembro de 2005.

GERHARZ, B. *Pavements on the base of polymer- modified drainage concrete, Colloids and Surfaces. A: Physicochemical and Engineering Aspects*, Vol. 152, 1999.

GOMES, A. A.; SZÉLICA, M. R. *Estudo de Medidas não Estruturais para controle de inundações urbanas*. In: Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharia. UEPG. Ponta Grossa - PR, 2000. p. 69-90.

GOMES, A. A.; SZÉLICA, M. R. *Utilização de Micro-reservatórios de Detenção para Atenuação de Inundações em Bacias Urbanas*. In: Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharia. UEPG. Ponta Grossa - PR, 2000. p. 47-68.

HALLACK, A. *Dimensionamento de Pavimentos com Blocos Pré-moldados de Concreto – O Método da PCA*. In: Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). 24ª Reunião anual de pavimentação, Belém, 1990.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. A Paramount Communications Company, Englewood Cliffs, New Jersey, 1981.

KARASAWA, A.; SUDA, S. *Characteristics of New Type Permeable Concrete Block Paving System*. 5th International Concrete Block Paving Conference, Tel-Aviv – Israel, 1996.

KNAPTON, J.; COOK, IAN D. *Permeable paving for a new container handling area at Santos Container Port, Brazil*. In: 6th International Conference on Concrete Block Paving. Tokyo – Japan, 2000.

MELLO, V., TEIXEIRA, A. M. *Mecânica dos Solos*. Publicação número 137. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1967.

MEURER, Edelino Filho. *Estudo de Granulometria para Concretos Asfálticos Drenantes*. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil)-Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

MOTTA, Laura Maria Goretti da. *Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas*. Tese Dsc. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 1991.

MÜLLER, Rodrigo Menegaz. *Avaliação de Transmissão de Esforços em Pavimentos Intertravados de Blocos de Concreto*. Tese de Mestrado (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2005.

NBR 9780. *Peças de Concreto para Pavimentação – Determinação da Resistência à Compressão*. Associação Brasileira de Normas técnicas, 1987.

NBR 9781. *Peças de Concreto para Pavimentação*. Associação Brasileira de Normas técnicas, 1987.

NEITHALATH, N., WEISS, W.J., and OLEK, J. *Enhanced Porosity Concrete: Electrical Impedance, Acoustic Absorption, and Hydraulic Permeability*. Presented at the ACI Fall Convention, Boston, 2003.

NELSON, S. P.; HOLTZ, A. C.; MARTINS, J. A.; GOMIDE, F. S. *Hidrologia Básica*. São Paulo: Edgard Blücher, 1976.

NELSON, P. M. *Designing porous road surfaces to reduce traffic noise*. TRL Annual Review, Transportation Research Laboratories, UK, 1994.

NERILO, N.; MEDEIROS, P. A.; CORDERO, A. *Chuvas Intensas no Estado de Santa Catarina*. Florianópolis: Ed. da UFSC; Blumenau: Ed. da FURB, 2002, 156p.

NISSOUX, J. L.; GNAGNE, C.; MARZIN, J.; LEFEBVRE, J. P.; PIPIEN, G. *A pervious cement concrete wearing course below 73 dB(A)*. Proceedings of the Fifth International Conference on Concrete Pavement and Rehabilitation, Purdue University, Indiana, 1993, Vol.2, pp. 269-284.

OLIVEIRA, Orlando Martini de. *Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado*. Tese de Doutorado - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo, 2004, 330 p.

ONSTENK, E.; AGUADO, A.; EICKSCHEN, E.; JOSA, A. *Laboratory study of porous concrete for its use as top layer of concrete pavements*. Proceedings of the Fifth International Conference on Concrete Pavement and Rehabilitation, Purdue University, Indiana, 1993, Vol.2, pp. 125-139.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 2ªed. Rio de Janeiro, RJ: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1995.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2000.

PORTO, H.G. *Pavimentos Drenantes, 1ª edição*. São Paulo, SP: D&Z editora, 1999.

RAIMUNDO, Huri Alexandre. *Aspectos Geotécnicos e Pluviométricos Associados a Instabilidade de Encostas em Florianópolis – SC*. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil)- Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

RAMOS, C. L.; BARROS, M. T.; PALOS, J. C. (Coord.). *Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo*. Prefeitura de São Paulo e Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH), São Paulo, 1999.

RAUBER, J. J. (Coord.); SOARES, M. (Coord.). *Apresentação de Trabalhos Científicos*. 3 ed. Passo Fundo: UPF, 2003.

REVISTA PRISMA. *Base Para Exportação*. Edição número 13, 2005.

REYES, F.; TORRES, A. *Concreto Poroso: Tecnologia e Investigación para Su Uso en Pavimentos*. In: Revista Noticreto N°65. Colombia, 2002. p. 56-61.

SANDBERG, U.; EJSMONT, J. A. *Tyre / Road noise reference book*, Informex, Kisa, Sweden, 2002.

SENÇO, Wlastermiler de. *Manual de Técnicas de Pavimentação, vol.1*. São Paulo: Pini, 1997.

SHACKEL, B. *Design and Construction of Interlocking Concrete Block Pavement*. 1st Edition. Elsevier, New York and London, 1990.

SILVA, Antônio Marciano da. *Notas de Aula: Infiltração*. Departamento de Engenharia da Universidade Federal de Lavras. Lavras - MG, 2008.

TUCCI, C. E.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. *Drenagem Urbana*. Posto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS-ABRH, 1995, 428p.

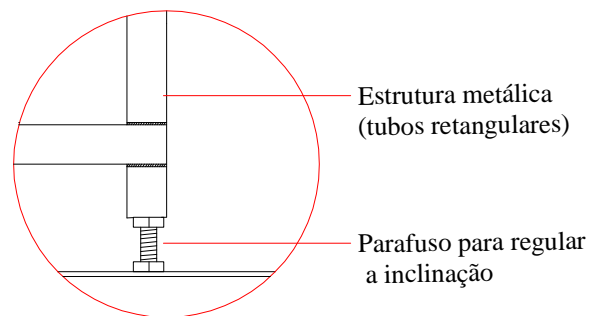
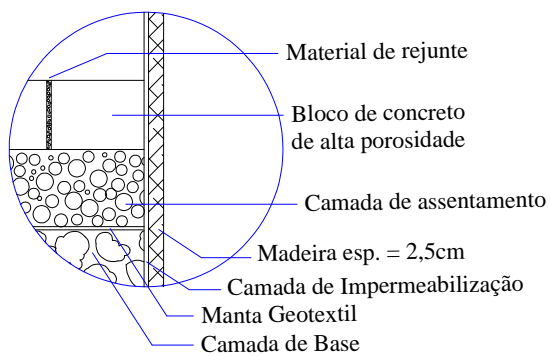
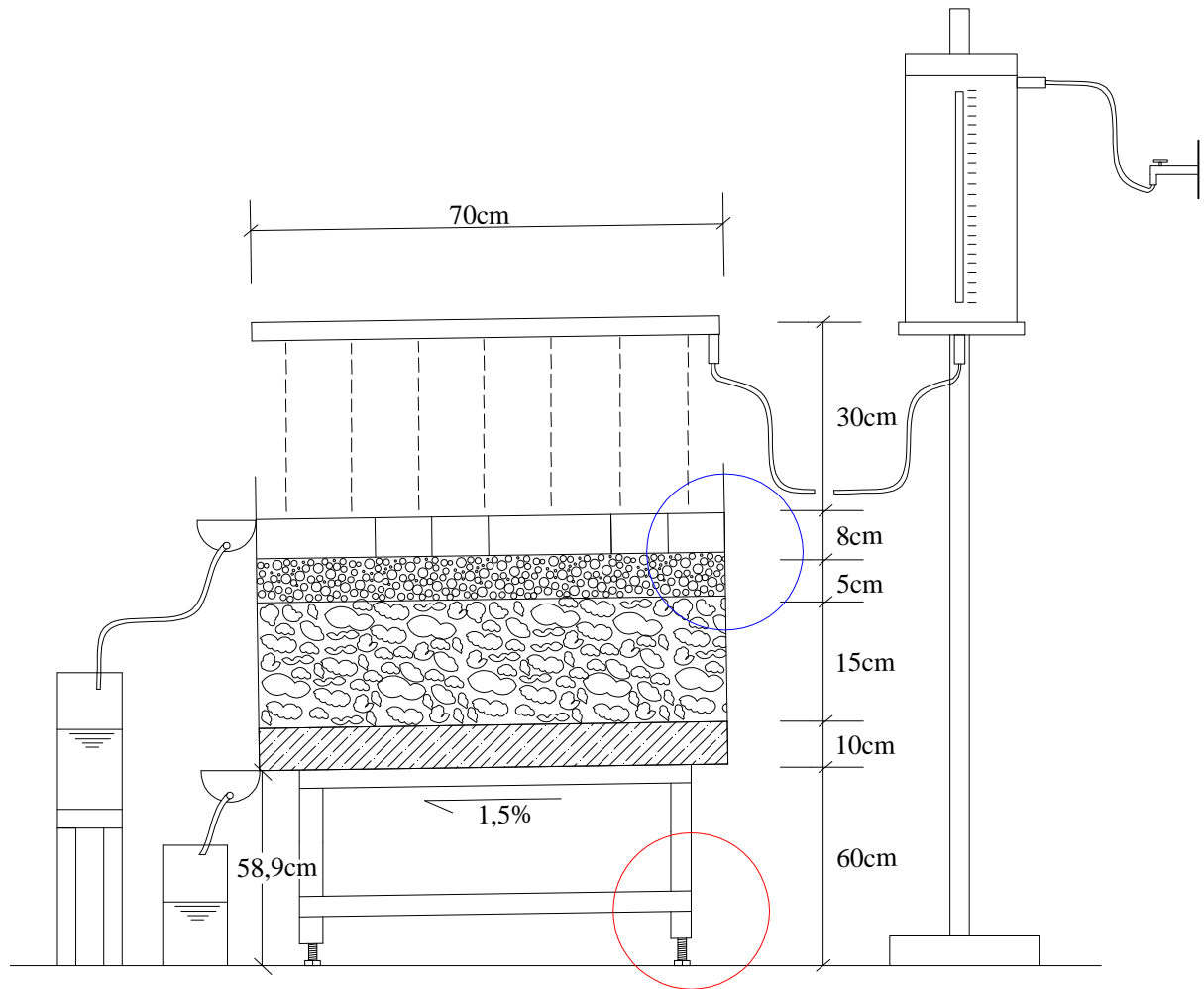
URBONAS, B; STAHRE, P. *Stormwater Best Management Practices and detention*. Prentice Hall, Englewood Cliffs. New Jersey: 450 p, 1993.

WATANABE, Roberto Massaru. *Enchentes e Inundações*. Disponível em: <<http://www.ebanataw.com.br/roberto/chuvas/chuva6.htm>>. Acesso em: 02 de fevereiro de 2006.

WINGER, Jr., R.J. *In Place Permeability Tests Used for Subsurface Drainage Investigation*. Denver, Colorado, Divison of. Drainage and Groundwater Engineering, 1965. Lv. i.i.

# Anexos

## Anexo 1 – Croqui elaborado para o simulador de chuvas



**Anexo 2** – Ensaio no simulador para intensidade de 79,1mm/h e duração de 60 min.

<b>Dados do ensaio</b>		<b>Ensaio número 01 no simulador de chuvas</b>	
Data do ensaio =	23/08/07		
Hora do início =	15:34		
Hora do término =	16:34	<b>Dados da chuva</b>	
Início do esc. Sup. =	16:18	Período de retorno =	5 anos
Início do esc. Inf. =	15:50	Duração =	60 min.
Fim do esc. Sup =	16:35	Intensidade =	79,1 mm/h
Fim do esc. Inf. =	24/08 as 7:16	Altura no tambor =	5,5 cm
<b>Leituras nas calhas de superfície e subleito</b>			
Data	hora da leitura	Volume escoado na superfície (ml)	Volume escoado no subleito (ml)
23/08/07	15:52	-	240
	15:55	-	300
	15:58	-	360
	16:01	-	420
	16:04	-	440
	16:07	-	480
	16:11	-	660
	16:15	-	700
	16:18	-	620
	16:20	890	-
	16:21	-	560
	16:22	930	-
	16:24	960	600
	16:26	960	400
	16:28	970	380
	16:30	960	380
	16:32	960	380
	16:34	960	380
	16:35	230	-
	16:38	-	720
	16:42	-	640
	16:49	-	960
	16:54	-	720
17:00	-	760	
17:08	-	980	
17:19	-	1200	
17:30	-	1020	
17:51	-	1640	
18:11	-	1360	
18:29	-	1080	
19:30	-	3040	
23/08/07	20:14	-	1640
24/08/07	6:51	-	5880
	7:16	-	30
Obs:			

**Anexo 3** – Ensaio no simulador para intensidade de 19,0mm/h e duração de 480 min.

<b>Dados do ensaio</b>		<b>Ensaio número 02 no simulador de chuvas</b>	
Data do ensaio =	24/08/07		
Hora do início =	7:21		
Hora do término =	15:21	<b>Dados da chuva</b>	
Início do esc. Sup. =	9:10	Período de retorno =	5 anos
Início do esc. Inf. =	7:43	Duração =	480 min.
Fim do esc. Sup =	15:24	Intensidade =	19,0 mm/h
Fim do esc. Inf. =	27/08 as 14:48	Altura no tambor =	1,2 cm
<b>Leituras nas calhas de superfície e subleito</b>			
Data	hora da leitura	Volume escoado na superfície (ml)	Volume escoado no subleito (ml)
24/08/07	7:57	-	440
	8:07	-	520
	8:15	-	500
	8:22	-	480
	8:35	-	1020
	8:46	-	1000
	8:56	-	980
	9:06	-	1120
	9:13	310	860
	9:18	560	620
	9:24	680	760
	9:30	730	740
	9:35	590	620
	9:42	830	820
	9:49	890	820
	9:54	660	560
10:00	800	660	
24/08/07	10:07	930	760
	10:13	800	640
	10:19	820	640
	10:26	970	700
	10:32	860	600
	10:39	1000	680
	10:46	1030	660
	10:52	880	560
	10:58	890	540



	11:05	1050	640
	11:12	1050	620
	11:19	930	620
	11:26	1070	620
	11:32	930	520
	11:37	800	420
	11:42	790	420
	11:47	810	400
	11:53	950	480
	11:59	960	480
	12:05	970	460
	12:11	990	460
	12:17	980	440
	12:23	990	440
	12:29	980	420
	12:34	850	360
	12:39	830	360
	12:45	1030	400
	12:51	1010	400
	12:57	1020	400
	13:03	1020	400
	13:08	850	320
	13:12	690	260
	13:22	1720	620
	13:31	1580	560
	13:42	2060	740
24/08/07	13:52	1560	600
	14:04	2020	720
	14:14	1740	600
	14:25	1940	640
	14:32	1240	400
	14:41	1580	520
	14:52	1920	640
	15:02	1760	560
	15:10	1420	460
	15:16	1060	320
	15:21	900	280
	15:24	220	160
	15:34	-	500

	15:42	-	340
	15:50	-	320
	16:00	-	360
	16:10	-	340
	16:22	-	400
	16:38	-	480
	16:50	-	340
	17:08	-	480
25/08/07	7:46	-	9280
	8:25	-	220
	17:26	-	2360
27/08/07	7:59	-	3900
	13:29	-	160
	14:48	-	30
Obs: Ao iniciar o escoamento na calha inferior ainda ocorriam alguns pingos do ensaio anterior.			

**Anexo 4** – Ensaio no simulador para intensidade de 150,3mm/h e duração de 10 min.

<b>Dados do ensaio</b>		<b>Ensaio número 03 no simulador de chuvas</b>	
Data do ensaio =	27/08/07		
Hora do início =	15:00		
Hora do término =	15:10	<b>Dados da chuva</b>	
Início do esc. Sup. =	Não ocorreu	Período de retorno =	5 anos
Início do esc. Inf. =	15:08	Duração =	10 min.
Fim do esc. Sup =	Não ocorreu	Intensidade =	150,3 mm/h
Fim do esc. Inf. =	28/08 as 21:13	Altura no tambor =	15,6 cm
<b>Leituras nas calhas de superfície e subleito</b>			
Data	hora da leitura	Volume escoado na superfície (ml)	Volume escoado no subleito (ml)
27/08/07	15:11	-	60
	15:15	-	55
	15:23	-	150
	15:36	-	220
	16:00	-	370
	16:26	-	370
	17:06	-	500
	17:44	-	430
	18:07	-	250
28/08/07	9:14	-	5180
	10:35	-	310
	12:45	-	470
	13:42	-	200
	14:42	-	210
	20:25	-	940
	20:43	-	40
	20:53	-	30
	21:13	-	50
Obs:	Ao iniciar o escoamento na calha inferior ainda ocorriam alguns pingos do ensaio anterior.		

**Anexo 5** – Ensaio no simulador para intensidade de 150,3mm/h sem duração pré-estabelecida.

<b>Dados do ensaio</b>		<b>Ensaio número 04 no simulador de chuvas</b>	
Data do ensaio =	28/08/07		
Hora do início =	21:15		
Hora do término =	21:35	<b>Dados da chuva</b>	
Início do esc. Sup. =	21:31	Período de retorno =	5 anos
Início do esc. Inf. =	21:24	Duração =	-
Fim do esc. Sup =	21:36	Intensidade =	150,3 mm/h
Fim do esc. Inf. =	30/08 as 16:57	Altura no tambor =	15,6 cm
<b>Leituras nas calhas de superfície e subleito</b>			
Data	hora da leitura	Volume escoado na superfície (ml)	Volume escoado no subleito (ml)
28/08/07	21:31	1040	220
	21:32	970	40
	21:33	940	40
	21:34	970	40
	21:35	990	40
	21:36	450	70
	21:44	-	310
	21:50	-	210
	21:57	-	220
	22:11	-	380
	22:36	-	590
29/08/07	8:54	-	6640
	10:55	-	770
30/08/07	14:30	-	6300
	16:57	-	320
<b>Dados adicionais de volumes</b>			
04/09/07	-	-	4000
13/09/07	-	-	600
Obs:	Ao iniciar o escoamento na calha inferior ainda ocorriam alguns pingos do ensaio anterior.		