

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA E
CONSTRUÇÃO CIVIL

EUFROSINA TEREZINHA LEÃO CARVALHO

AVALIAÇÃO DE ELEMENTOS DE INFILTRAÇÃO DE
ÁGUAS PLUVIAIS NA ZONA NORTE DA CIDADE DE
GOIÂNIA

GOIÂNIA

2008

EUFROSINA TEREZINHA LEÃO CARVALHO

**AVALIAÇÃO DE ELEMENTOS DE INFILTRAÇÃO DE
ÁGUAS PLUVIAIS NA ZONA NORTE DA CIDADE DE
GOIÂNIA**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Maurício Martines Sales

Co-Orientador: Prof. PhD Gilson de Farias Neves Gtirana Junior

Goiânia

2008

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(GPT/BC/UFG)

Carvalho, Eufrosina Terezinha Leão.

F331a Avaliação de elementos de infiltração de águas pluviais na zona Norte da cidade de Goiânia [manuscrito] / Eufrosina Terezinha Leão Carvalho. – 2008.

222 f.: il., figs., tabs., grafs.

Orientador: Prof.Dr. Maurício Martines Sales; Co-orientador: Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Junior.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2008.

Bibliografia: f.210-213.

Inclui lista de figuras, tabelas e gráficos.

Apêndice.

1. Infiltração 2. Águas pluviais urbanas – Infiltração 3. Solos tropicais I. Sales, Maurício Martines. II. Gitirana Junior, Gilson de Farias Neves. III. Universidade Federal de Goiás, **Escola de Engenharia Civil** IV. Título.

CDU: 628.112:556.14(817.3)

Eufrosina Terezinha Leão Carvalho

Rua 229A, n^o 145, Apto. 702 Setor Universitário.

CEP: 74.605-100 Goiânia/GO – Brasil

Fone: (062) 32246614

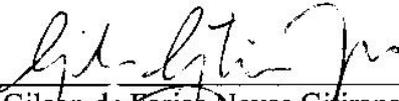
eufrosinaleao@cultura.com.br

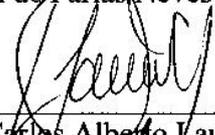
EUFROSINA TEREZINHA LEÃO CARVALHO

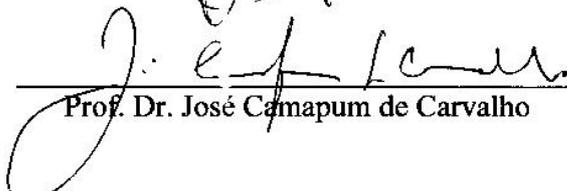
AVALIAÇÃO DE ELEMENTOS DE INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS NA ZONA NORTE DA CIDADE DE GOIÂNIA

Dissertação defendida no Curso de Mestrado em Geotecnia e Construção Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, para a obtenção do grau de Mestre, aprovada em 29 de agosto de 2008, pela Banca Examinadora constituída pelos seguintes professores:


Prof. Dr. Mauricio Martines Sales
Presidente da Banca


Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Girana Junior


Prof. Dr. Carlos Alberto Lauro Vargas


Prof. Dr. José Camapum de Carvalho

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meus queridos pais Geraldo e Geralda, in memoriam, pela educação simples e verdadeira com orientação e incentivo para persistir nos objetivos. Ao meu esposo Acelino e às minhas filhas Sofia e Olívia sempre presentes para colaborar, incentivar e compreender os desafios deste trabalho. E a Deus que nunca me permitiu recuar.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Maurício, por acreditar em mim e pela oportunidade de ingressar novamente no meio acadêmico, pela paciência em acompanhar este trabalho, por toda a orientação acadêmica e conhecimentos transmitidos em todos esses anos.

Ao professor Gilson Gitirana Junior, por oferecer uma oportunidade ímpar para ampliar a pesquisa com uso de software, experiência muito interessante, obriga pelos dias intensos de trabalho.

Ao Professor Carlos Alberto Lauro Vargas pelo convívio e a constante colaboração. Aos professores da UnB: José Camapum de Carvalho, André Pacheco de Assis, Renato Pinto Cunha, Ennio Marques Palmeira, pela transmissão de conhecimento.

Aos professores demais do GECON Ademir, Daniel, Lílian, Helena, Osvaldo, Magid, Patícia, Rejane, Sylvia e Zenon pela amizade e convivência.

À secretária do GECON, Aparecida, sempre atenciosa e solícita.

À Escola de Engenharia Civil professores e funcionários pela convivência.

Agradeço à minha amiga Márcia Mara pela amizade, apoio, longos anos convivência e pela disponibilidade de sua vasta bibliografia.

Agradeço à Professora Rita de Cássia e à Mirtes, colegas de curso, pelas horas que ficamos debruçadas sobre livros, paper (Ah! Esses papers...) e exercícios. Juntas era impossível não vencer as barreiras. Obrigado aos colegas do mestrado da primeira e segunda turma.

Ao Professor Wilson Luiz da Costa, que me iniciou na Mecânica dos Solos, me incentivou a pesquisar e, gentilmente, me projetou no meio técnico e científico, obrigado pela credibilidade.

Ao Professor José Dafico Alves, pelo incentivo durante os anos que convivemos na Escola de Engenharia.

Às esposas dos orientadores, Raquel e Lílian, pela delicadeza e receptividade durante esse tempo.

Aos técnicos Elias, João Jr., pelos vários dias em que estivemos juntos no campo de pesquisa, com o árduo trabalho de vencer todos os obstáculos que nos ameaçavam. Pela boa vontade em me ajudar não importando quão difícil era a tarefa, se era sol ou se era chuva e se o meio de transporte era o convencional. Agradeço também ao apoio para a realização dos ensaios no laboratório e ao Laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia.

Aos ex-alunos da Escola de Engenharia Frederico, João Luiz e Ângelo que participaram dos trabalhos de monitoramento na primeira etapa da pesquisa. E a todos que participaram desta pesquisa em campo.

Ao Prof. Edson Nishi por disponibilizar sua bibliografia de Hidrologia.

Aos meus familiares e em especial às minhas irmãs Maria, Carmen, Isabel, Isa, Solange, todos os sobrinhos e às queridas Tias Natália, Itelvina e Agnes.

À Furnas pela realização dos ensaios especiais, agradecimento especial aos profissionais: Ana Livia, Heloísa, Renato, Wanderson, Armelin, Carlos, Ratinho Helmar e a todos pela cordial atenção a mim dispensada.

Obrigado todo especial à Imobiliária Tropical Imóveis, ao Condomínio Alto da Boa Vista e ao Grupo Empreendedor Portal do Sol, Santa Bárbara e Tropical Imóveis, que cedeu a área e patrocinou a pesquisa. Em especial, agradeço ao Sr. Antônio Carlos e ao Engenheiro Raphael Melo Moraes Gualberto.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo suporte financeiro de parte da dissertação.

RESUMO

A expansão do ambiente urbano causa o aumento das superfícies impermeabilizadas, alterando o ciclo hidrológico nas cidades. Esta pesquisa buscou avaliar estruturas de infiltração para o controle de fluxos superficiais na fonte, construídas com a finalidade de minimizar os impactos da impermeabilização nas cidades. Foi estabelecido um campo experimental composto por diversas estruturas de infiltração, incluindo poços piloto de pequeno diâmetro e poços em escala real. Os poços em escala real foram revestidos em tubo de concreto perfurado e em tijolo maciço assentado em crivo. Ensaios de infiltração com carga variável foram realizados durante 15 meses, abrangendo as estações seca e chuvosa. Os ensaios de infiltração foram realizados em condição inicial de umidade natural e em condição pré-inundada, procurando reproduzir vários dias consecutivos de chuva. O monitoramento dos poços piloto, juntamente com estruturas de infiltração em escala real, permitiu a avaliação dos parâmetros de projetos obtidos a partir dos poços piloto. Os valores de taxa de infiltração média foram comparados entre os diferentes elementos de infiltração e permitiram comparar o desempenho das estruturas. Foram realizados ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros hidráulicos do perfil de solo do campo experimental. Dentre as propriedades avaliadas destacam-se a permeabilidade do solo saturado e a curva característica. Um modelo numérico foi implementado utilizando o programa FlexPDE. Foram desenvolvidas condições de fronteira especiais que consideram a dependência transiente entre a carga hidráulica nas paredes do poço e o volume total infiltrado durante o ensaio. A simulação numérica permitiu o melhor entendimento do mecanismo de infiltração, a influência da permeabilidade na taxa de infiltração e a determinação da frente de saturação e da distribuição de poro-pressão durante a infiltração. Foi proposto um critério de dimensionamento de poços de infiltração através da compensação diária, analisando todos os dias durante 25 anos e utilizando a série histórica de chuvas da região. Esse critério permite selecionar e dimensionar a estrutura ou um grupo de estruturas que melhor atenda ao projeto. O critério proposto permitiu também avaliar o desempenho teórico de sistemas dimensionados utilizando dois critérios convencionais.

ABSTRACT

The development of the urban environment results in an expansion of impervious ground surfaces that greatly affects the hydrological cycle in the cities. The objective of this research is to evaluate infiltration structures for the control of excess drainage at the origin of runoff. These structures are constructed with the purpose of minimizing the impact of impervious surfaces to the urban environment. An experimental field was established consisting of several infiltration structures, such as small-diameter pilot wells and real scale wells. The real scale wells used perforated concrete pipe casing and brick lining. Falling-head infiltration tests were carried out during 15 months, encompassing the dry and rainy seasons. The infiltration tests were undertaken with initial conditions that correspond to the natural water content at the time of testing. Additional tests were undertaken with previously flooded conditions, reproducing several consecutive rainy days. The monitoring of pilot wells along with real scale wells allowed the evaluation of project parameters obtained from pilot wells. The values of average infiltration rate of different infiltration wells were compared and the performance of the several structures was compared. Laboratory test were carried out for the determination of the hydraulic parameters of the ground profile, including the saturated hydraulic conductivity the soil-water characteristic curve. A numerical model for the simulation of infiltration wells was implemented using the software FlexPDE. Special boundary conditions were developed that take into account the transient relationship between the varying hydraulic head at the well walls and the total volume infiltrated during a test. The numerical simulations contributed for a better understanding of the infiltration mechanism, the influence of the hydraulic conductivity to the infiltration rate, and the determination of the wetting front and pore-water pressures during infiltration. A design criterion for infiltration wells was proposed using daily compensation, considering the daily water balance during 25 years, and the precipitation historical series of the site. The proposed design criterion makes possible the selection of the group of infiltration structures that meet the project goals. The design criterion also allowed the evaluation of the theoretical performance of wells designed using two conventional criteria.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1- INTRODUÇÃO	32
1.1- JUSTIFICATIVA	33
1.2- OBJETIVOS	34
1.3- ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	35
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	36
2.1- INTRODUÇÃO	36
2.2- IMPACTO DO DESENVOLVIMENTO URBANO NO REGIME DAS ÁGUAS	36
2.2.1- Crescimento da população mundial	36
2.2.2- Histórico do crescimento da população brasileira	39
2.2.3- Os efeitos da urbanização e o seu impacto	40
2.2.4- Efeitos da urbanização sobre a cidade de Goiânia	44
2.3- DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NO PLANETA E O BALANÇO HÍDRICO MUNDIAL	44
2.3.1- Condições de precipitação, evaporação e <i>runoff</i> em Goiânia	48
2.4- ESTRUTURAS UTILIZADAS PARA O CONTROLE NA FONTE DA DRENAGEM URBANA	51
2.4.1- Poços de infiltração	52
2.4.2- Trincheiras de infiltração	54
2.4.3- Bacias de retenção ou infiltração	54
2.4.4- Valas ou Valos de infiltração	55
2.4.5- Bacias de detenção	56
2.4.6- Reservatórios de amortecimento tipo <i>online e offline</i>	56
2.4.7- Reservatório de armazenamento para reuso	57
2.4.8- Pavimentos porosos	57

3- SOLOS TROPICAIS E MODELAGEM DE FLUXO	59
3.1- INTRODUÇÃO	59
3.2- SOLOS TROPICAIS	59
3.3- SOLOS NÃO SATURADOS	64
3.3.1- Tensão superficial	66
3.3.2- Sucção do solo	69
3.3.3- Curva característica de água no solo	73
3.4- INFILTRAÇÃO E RUNOFF	74
3.5- FLUXO DA ÁGUA E AR NO SOLO	77
3.6- FATORES QUE INFLUENCIAM NA CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DOS SOLOS	79
3.6.1- Características do solo	79
3.6.2- Cobertura vegetal e manuseio do solo	81
3.6.3- Ação do relevo e topografia	82
3.6.4- Condutividade hidráulica e permeabilidade	83
3.7- ENSAIOS DE CAMPO	84
3.7.1- Permeabilidade	84
3.7.2- Infiltração	86
3.8- MODELAGEM DE FLUXO	87
3.8.1- Leis e conceitos que regem o fluxo	87
3.8.1.1- Variáveis de tensão	88
3.8.1.2- Conservação de massa de água	89
3.8.2- Leis constitutivas para o fluxo de água em solos não saturados	90
3.8.2.1- Mudança de volume da fase água	90
3.8.2.2- Leis de fluxo de água líquida	91
3.8.3.- A interação solo-atmosfera	92
3.8.4.- Equação diferencial parcial para o fluxo de água	92
4- MATERIAIS E MÉTODOS	93
4.1- INTRODUÇÃO	93

4.2-	LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA DE PESQUISA	93
4.3-	COMPOSIÇÃO DO CAMPO DE PESQUISA	94
4.4-	DESCRIÇÃO FÍSICA DAS ESTRUTURAS E RESPECTIVOS ACABAMENTOS	96
	4.4.1- Características e processo executivo das estruturas de infiltração e amostragem	97
4.5-	PROCESSO DE ABASTECIMENTO DAS ESTRUTURAS DE INFILTRAÇÃO	102
4.6-	ENSAIOS DE CAMPO, LABORATÓRIO E ENSAIOS ESPECIAIS	103
	4.6.1- Ensaios de campo	103
	4.6.1.1- 1ª etapa de ensaios (25 de agosto a 01 de setembro de 2004)	104
	4.6.1.2- 2ª etapa de ensaios (28 a 30 de dezembro de 2004)	106
	4.6.1.3- 3ª etapa de ensaios (22 de março de 2005 a 13 de abril de 2005)	108
	4.6.1.4- 4ª etapa de ensaios (08 a 10 de novembro de 2005)	109
	4.6.2- Ensaios de laboratório e ensaios especiais	111
	4.6.2.1- Ensaios de laboratório	111
	4.6.2.2 - Ensaios especiais	113
5-	ANÁLISE DOS RESULTADOS	121
5.1-	INTRODUÇÃO	121
5.2-	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	121
	5.2.1- Caracterização geotécnica do solo	121
	5.2.2- Ensaios de Raios X e de microscopia eletrônica de varredura	123
	5.2.2.1- Difração de Raios X	123
	5.2.2.2- Microscopia eletrônica de varredura	127
	5.2.3- Ensaio de papel filtro para obtenção da curva característica	132
	5.2.4- Ensaios de adensamento e de permeabilidade	133

5.3-	ENSAIOS DE CAMPO	135
5.3.1-	Valas tipo Matsou e trincheiras de infiltração	137
5.3.2-	Poços piloto	138
5.3.2.1-	Poço piloto 1	139
5.3.2.2-	Poço piloto 2	140
5.3.2.3-	Poço piloto 3	142
5.3.3-	Poços de grande diâmetro	143
5.3.3 1-	Poço revestido em tubo de concreto perfurado	141
5.3.3.2-	Poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo n ° 1	149
5.3.3.3-	Poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo n° 2	154
5.3.4	– Estacas de infiltração preenchidas com brita #1	161
6-	ANÁLISE NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE	
	INFILTRAÇÃO	165
6.1-	INTRODUÇÃO	165
6.2-	GEOMETRIA, CONDIÇÕES INICIAIS E	
	PROPRIEDADES DO SOLO	165
6.2.1-	Geometria e condição de fronteira	166
6.2.2-	Condições iniciais	168
6.2.3-	Propriedades do solo	169
6.3-	ANÁLISE DA INFILTRAÇÃO PARA O POÇO DE	
	CONCRETO DESCONSIDERANDO O REVESTIMENTO	173
6.3.1-	Poço revestido em tubo de concreto na estação seca	173
6.3.2-	Poço revestido em tubo de concreto na estação chuvosa	177
6.4-	SIMULAÇÃO DOS VÁRIOS POÇOS E ANÁLISES	
	PARAMÉTRICAS	180
6.4.1-	Simulação para o poço revestido em tubo de concreto perfurado	180
6.4.1.1-	N.A. igual a 5,20m	180
6.4.1.2-	N.A. igual a 2,70m	183
6.4.2-	Simulação para os poços piloto	184
6.4.2.1-	N.A. igual a 5,20m	184
6.4.2.2-	N.A. igual a 2,70m	186

7- METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO	188
7.1- INTRODUÇÃO	188
7.2- DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE INFILTRAÇÃO	188
7.2.1- Cálculo do volume de aporte	189
7.2.1.1- Critério A	189
7.2.1.2- Critério B	190
7.2.1.3- Critério C	191
7.2.2- Considerações gerais	193
7.2.3- Dimensionamento das estruturas de infiltração para o volume de aporte determinado pelos Critérios A, B e C	194
7.2.3.1- Critério A	194
7.2.3.2- Critério B	195
7.2.3.3- Critério C	197
7.3- CRITÉRIOS DE “EFICIÊNCIA DOS POÇOS DIMENSIONADOS”	198
7.4- COMENTÁRIOS FINAIS	202
8- CONCLUSÕES	204
8.1- CONCLUSÕES	204
8.2- RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	208
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	210
Apêndice A	215
Apêndice B	217

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Países mais populosos do mundo e suas respectivas densidades demográficas.	38
Tabela 2.2	Estimativa da A distribuição de água no planeta.	45
Tabela 2.3	Fonte de águas renováveis per capita.	46
Tabela 3.1	Varição da tensão superficial de água com a temperatura.	69
Tabela 4.1	Cronograma de ensaios	104
Tabela 4.2	Acompanhamento do nível do lençol freático na 1ª etapa.	104
Tabela 4.3	Acompanhamento do nível do lençol freático na 2ª etapa.	107
Tabela 4.4	Acompanhamento do nível do lençol freático na 3ª etapa.	109
Tabela 4.5	Acompanhamento do nível do lençol freático na 4ª etapa.	110
Tabela 4.6	Ensaio, normas da ABNT e recomendações.	112
Tabela 5.1	Resultados dos ensaios de permeabilidade, índice de vazios e umidade de saturação.	135
Tabela 5.2	Etapas e testes para os poços piloto.	138
Tabela 5.3	Etapas e testes para o poço revestido em tubo de concreto perfurado.	145
Tabela 5.4	Etapas e testes para o poço revestido em tijolo nº1.	150
Tabela 5.5	Etapas e testes para o poço revestido em tijolo nº2.	154
Tabela 5.6	Resultado comparativo entre poços pilotos e poços de grande diâmetro nos três campos de pesquisa distintos.	161
Tabela 5.7	Resultados de taxa de infiltração das estacas preenchidas com brita #1.	162
Tabela 6.1	Valores de permeabilidade obtidas em laboratório e variação de um desvio padrão utilizando cv entre $\pm 10\%$ e $\pm 15\%$.	172
Tabela 6.2	Valores de taxa de infiltração média dos poços para simulação Utilizando a permeabilidade de laboratório.	187
Tabela 7.1	Intensidade pluviométrica (mm/h) para duração de 5 minutos.	

	(Pfafstetter,1957); citado por Baptista e Pinto Coelho, (2002).	196
Tabela 7.2	Determinação da intensidade pluviométrica através das equações de chuva.	197
Tabela 7.3	Precipitação máxima diária de 1978 a 2002 (25 anos) para a cidade de Goiânia.	198
Tabela 7.4	Diâmetro comercial de tubos de concreto e custo de implantação de um poço com 2,0m de profundidade.	199
Tabela 7.5	Simulação para dimensionamento de poços de infiltração – Critério A.	201
Tabela 7.6	Simulação para dimensionamento de poços de infiltração - Critério B.	202
Tabela 7.7	Simulação para dimensionamento de poços de infiltração - Critério B.	202
Tabela 7.8	Simulação para dimensionamento de poços de infiltração, com capacidade para 100% da precipitação – Critério C.	203
Tabela 7.9	Simulação de sistemas para armazenar e infiltrar 10% do volume de aporte (Código de Obras e edificações de Goiânia, Lei Municipal nº 5.062 de 1975).	209

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Pirâmide de crescimento da população mundial até o ano 2000, (IDB, 2006)	37
Figura 2.2	Quadro comparativo do crescimento da urbanização mundial entre os países industrializados e em desenvolvimento (modificado de UNDIESA, 1999).	38
Figura 2.3	Previsão de variação da população total do Brasil de 1950-2050. (Adaptado de dados estatísticos do IBGE (2005).	40
Figura 2.4	Balanço hídrico: (a) antes da urbanização e (b) pós-urbanização. (modificado de SCHUELER, 1987, citado por TUCCI, 2005).	41
Figura 2.5	Hidrograma pré e pós-urbanização. (modificado de SCHUELER, 1987, citado por TUCCI, 2005).	42
Figura 2.6	Distribuição dos recursos hídricos no mundo (UNIVERSIDADE DA ÁGUA, 2007).	45
Figura 2.7	Ciclo hidrológico e volumes de fluxos anuais, baseados na precipitação anual na superfície da terra, aproximadamente 119.000 km ³ /ano (HARVEY, 2004).	46
Figura 2.8	Representação esquemática do ciclo hidrológico (modificado de FREEZE e CHERRY, 1979).	48
Figura 2.9	Precipitação média mensal de Goiânia durante o período de 1975 a 2000. Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG.	49
Figura 2.10	Resultados de precipitação, evapotranspiração e <i>runoff</i> para a cidade de Goiânia de 1975-2000	49
Figura 2.11	Precipitação média anual no Brasil observada para o período de 1970-2000, (CARRIELLO, 2004).	50
Figura 2.12	Irradiação média anual em Wh/m ² , no Brasil para o período de 1995-1998, (modificado de INMET, 1998 citado por CARRIELLO, 2004).	50
Figura 2.13	Modelo de poço de infiltração instalado em subsolo de edifício (REIS, 2005).	53
Figura 2.14	a) Trincheira de infiltração integrando à paisagem urbana, e b) Configuração típica de uma trincheira de infiltração (SOUZA, 2002)	54

Figura 2.15	Vista panorâmica de uma bacia de detenção; b) Configuração típica de uma bacia de detenção (modificado de RICHMAN et. al. 1999)	55
Figura 2.16	Em a) e b) vista panorâmica de valos de infiltração; c) Configuração típica de um valo de infiltração (modificado de RICHMAN et. al 1999).	55
Figura 2.17	a) Espelho d'água geralmente impermeabilizado; b) Modelo esquemático de espelho d'água (modificado de RICHMAN et. al. 1999).	56
Figura 2.18	Modelo esquemático de reservatórios: a) tipo online e, b) tipo offline.	56
Figura 2.19	Reservatório tipo cisterna para reutilização da água com potabilidade.	57
Figura 2.20	a) Tipo de pavimento intertravado; b) Pavimento com preenchimento de grama – concregrama; c) Modelo esquemático de pavimentos porosos	58
Figura 3.1	Produtos da alteração dos minerais primários com o intemperismo (modificado de BUCKMAN & BRADY, 1960; MACEDO & LEMOS, 1961), citados por (JACINTHO et al. 2006)	61
Figura 3.2	Tipos de estrutura do solo: a) floclulada e, b) dispersa, (LAMBE, 1969).	62
Figura 3.3	Profundidade relativa do intemperismo e dos produtos do intemperismo influenciados por fatores ambientais a partir da linha do equador em direção à região do pólo norte. (STRAKHOV, 1967) citado por (PATIÑO, 2004).	63
Figura 3.4	Elemento de solo não saturado com fases de ar contínuo, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	64
Figura 3.5	Diagrama rigoroso e simplificado das fases dos solos não saturados, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	65
Figura 3.6	Ocorrência de água do solo e água subterrânea na crosta terrestre, (LEE, 1980, citado por LIMA, 1996).	66
Figura 3.7	Forças que atuam sobre a água contida num tubo capilar. (modificado de TERZAGHI, 1949).	67
Figura 3.8	Fenômeno da tensão superficial na interface ar-água. a) forças intermoleculares na membrana contrátil e água; b) pressão e tensão superficial agindo na superfície curva	

	bi-dimensional, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	68
Figura 3.9	Água de um solo não saturado sujeita à capilaridade e adsorção, que combinadas produzem um potencial matricial, (Modificado de CRUZ, 1996).	71
Figura 3.10	Bolhas de ar confinadas no esqueleto do solo (Modificado de VAUGHAN, 1990, citado por CRUZ, 1996).	72
Figura 3.11	Forma similar de Curva característica com secagem e molhagem do solo. (modificada de FREDLUND e MORGENSTERN, 1993).	74
Figura 3.12	Ilustração da taxa de infiltração (I) e da capacidade de infiltração (I_c), (Modificado de LIMA 1996).	76
Figura 3.13	Taxa de infiltração versus tempo, (Modificado de GITIRANA JR., 2004).	77
Figura 3.14	Distribuição da carga de poropressão, (modificada de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).	78
Figura 3.15	a) Perfil de frente de molhagem ou frente de molhagem; b) Perfil de infiltração, (modificado de BRANDÃO, SILVA E PRUSKI, 2004)	79
Figura 3.16	a) Comportamento da água e ar em presença de um macroporo (Manuscrito de HORTON, 1933 citado por BEVEN, 2004); b) Macroporo preenchido com solo de textura diferente.	82
Figura 3.17	Relação relevo drenagem e infiltração em: a) relevo movimentado; b) relevo fortemente movimentado e c) relevo deprimido, (Modificado de SILVA, 1995)	84
Figura 3.18	Estrutura modelo para o ensaio de rebaixamento do nível d'água.	85
Figura 3.19	Determinação da área de infiltração no poço.	86
Figura 3.20	Elemento infinitesimal de solo e componentes de fluxo, q , nas faces.	89
Figura 4.1	Localização da área (Google Earth, acesso 17/01/2007).	94
Figura 4.2	Vista geral do campo de pesquisa, locação das estruturas para avaliação do desempenho da capacidade de infiltração.	96
Figura 4.3	a) e b) Procedimentos para a escavação dos poços, e c) configuração final do poço depois de escavado.	97

Figura 4.4	Revestimento dos poços: a) preparação da manta de geotêxtil, b) colocação de camada de brita #1 b) no fundo do poço revestido com tubo de concreto, e poço de tijolo, c) estaca, d) vala.	97
Figura 4.5	a) Vista do poço para a retirada de amostras deformadas e indeformadas; b) poço para medida de nível d'água.	98
Figura 4.6	Vista do poço piloto sendo monitorado.	99
Figura 4.7	Cava de infiltração (MATSUO, 1953), citado por Oliveira, (1996)	99
Figura 4.8	a) Estacas a trado: a) vista geral da locação das quatro estacas instaladas no campo; e b) detalhes do acabamento da boca das estacas.	100
Figura 4.9	Vista de cima dos poços: a) poço revestido em tubos perfurados de concreto armado, e b) poço nº 1, revestido em tijolo maciço assentado em crivo.	101
Figura 4.10	Poço 2: vista do revestido do poço com tijolo em crivo e da manta de geotêxtil na interface solo-revestimento.	101
Figura 4.11	Vala de infiltração: a) acabamento da boca em tijolo maciço argamassado e a configuração final da vala; e b) processo de monitoramento no dia do ensaio	102
Figura 4.12	Processo de abastecimento de todas as estruturas de infiltração nos testes de inundação e ensaios padronizados realizado em cada uma das etapas.	103
Figura 4.13	Poço revestido em tubo de concreto armado com furos nas paredes sendo monitorado, processo usado para todas as estruturas.	106
Figura 4.14	Seqüência do processo para coleta de amostra indeformada	112
Figura 4.15	Amostra indeformada e amostras deformadas: a) amostras de campo embaladas; b) amostras no processo de secagem ao ar para os ensaios de laboratório.	113
Figura 4.16	Pesagem do material retirado para a determinação do peso específico natural do solo – ensaio do “frasco de areia”.	113
Figura 4.17	Preparação das Amostras para DRX.	116
Figura 4.18	A seqüência de fotos mostra os processos para a extração dos corpos de prova do ensaio de sucção do solo.	118
Figura 4.19	a) Preparação dos papéis filtros comum e especial; b) pesagem do conjunto de corpo de prova com a umidade higroscópica; c) quantidade de água acrescida para variar a umidade do conjunto	

	de dois corpos de prova.	119
Figura 4.20	a) mostra o pacote final do conjunto dentro do pote; b) o pote fechado e vedado na tampa; c) disposição dos corpos de prova em caixa de isopor.	119
Figura 5.1	Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio).	122
Figura 5.2	Perfil da granulometria do solo e do limite de plasticidade.	123
Figura 5.3	Caracterização do perfil do solo	124
Figura 5.4	Perfil de umidade do solo e registros de lençol freático para cada uma das etapas	125
Figura 5.5	Difratograma Amostra 1,0m de profundidade – Análises Acumuladas.	126
Figura 5.6	Difratograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.	127
Figura 5.7	Preparação da amostra para ser analisada no Microscópio Eletrônico de Varredura. Metalização com ouro e aterramento com prata.	127
Figura 5.8	Vista geral das amostras: a) 1,0m de profundidade, solo com estrutura, menos porosa aumento 200 vezes e, b) 2,0m de profundidade, maior presença de poros, aumento 150 vezes.	128
Figura 5.9	a) Cristais de quartzo no ponto marcado, b) micro-análise do quartzo e titânio.	129
Figura 5.10	Presença da caulinita no ponto marcado com “+” e mineral muscovita marcado com “X”.	130
Figura 5.11	Micro-análise da caulinita no ponto marcado da Figura 5.10.	130
Figura 5.12	Micro-análise da muscovita no ponto marcado da Figura 5.10.	130
Figura 5.13	a) Presença de macroporos profundos; b) Formação de grumos em caulinita, solos argilosos laterizados, posicionado em uma cavidade do solo com vários poros.	131
Figura 5.14	Formação de macroporo pela presença de raiz, á direita da foto e vista de pequenas concreções no maciço.	131
Figura 5.15	Curva característica a 1,0m de profundidade.	132
Figura 5.16	Curva característica a 2,0m de profundidade.	133
Figura 5.17	Curva de compressibilidade do ensaio oedométrico com inundação, realizado para as profundidades de 1,0m e 2,0m.	134

Figura 5.18	Cava Matsuo, a) parede sem proteção e solo muito erosivo; b) placas de comatação no fundo da cava tipo Matsuo ao final do teste de infiltração.	137
Figura 5.19	Resultado das curvas de infiltração do poço piloto nº 1 nas etapas de inundação e monitoramento padronizado.	140
Figura 5.20	Curva da capacidade de infiltração do solo em relação ao tempo de ensaio na inundação e no ensaio padronizado do poço a trado, poço piloto nº 1.	141
Figura 5.21	Ensaio completo do poço piloto 2 com o valor da taxa de média.	141
Figura 5.22	Resultados do poço piloto 2 com taxa de infiltração que converge.	142
Figura 5.23	Resultados dos poços pilotos nº 1 e 2 quando testados sozinhos ou simultaneamente numa mesma etapa, (eventos registrados na 2ª e 3ª etapas – inundação).	143
Figura 5.24	Resultados de todos os ensaios dos poços 1, 2 e 3 para os ensaios padronizados.	144
Figura 5.25	Resultados de todas as etapas ensaiadas.	146
Figura 5.26	Resultado de taxa de infiltração do poço revestido em tubo de concreto armado e perfurado, estrutura ensaiada em todas as etapas	148
Figura 5.27	Curva de infiltração do solo em relação ao tempo do poço - revestido em tubo de concreto armado e perfurado.	148
Figura 5.28	Dados das curvas de infiltração do poço revestido em concreto quando monitorado na inundação.	153
Figura 5.29	Resultado da segunda etapa nos testes de inundação e padronizado.	149
Figura 5.30	Resultado da terceira etapa nos testes de inundação e padronizado.	149
Figura 5.31	Resultado da quarta etapa nos testes de inundação e padronizado	150
Figura 5.32	Resultados dos ensaios na inundação e padronizado do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 1.	151
Figura 5.33	Resultado de taxa de infiltração do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 1. Testes padronizados com a taxa de infiltração média.	152
Figura 5.34	Curva da capacidade de infiltração versus tempo no ensaio padronizado para o poço revestido em tijolo em crivo 1.	153
Figura 5.35	Resultado dos ensaios de inundação do poço revestido em tijolo em crivo nº 1.	153

Figura 5.36	Resultado da 2ª etapa nos 1º e 2º testes.	154
Figura 5.37	Resultado da 3ª etapa nos 1º e 2º testes.	154
Figura 5.38	Resultado da 4ª etapa nos 1º e 2º testes.	155
Figura 5.39	Todas as curvas ensaiadas na inundação e ensaio padronizado e taxa de infiltração média para o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo nº 2.	156
Figura 5.40	Resultados do poço de taxa de infiltração versus tempo com o valor médio da taxa de infiltração para o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo.	157
Figura 5.41	a) Resultados do 1º e 2º testes na 3ª etapa; b) resultados do 1º e 2º testes na 4ª etapa.	158
Figura 5.42	Comparação dos valores de taxa de infiltração média dos poços revestido em tubo de concreto e do poço revestido em tijolo em crivo 2.	159
Figura 5.43	Relação entre a taxa de infiltração versus área de infiltração das estruturas de infiltração estudadas.	160
Figura 5.44	Dados dos perfis dos solos em relação à profundidade: a) variação granulométrica e b) variação do limite de plasticidade das áreas pesquisadas: A , B e C .	162
Figura 5.45	Detalhe do acabamento da boca das estacas com a referência para a medida do Δh .	163
Figura 5.46	Resultado do monitoramento das estacas e o valor médio da taxa de infiltração dos poços pilotos.	164
Figura 6.1	Geometria do problema, condições de fronteiras especiais e limites do domínio.	166
Figura 6.2	Seções contínuas equivalente às aberturas de infiltração para o revestimento em tubo de concreto perfurado.	167
Figura 6.3	Distribuição inicial de poropressão de água.	169
Figura 6.4	Condutividade hidráulica para 1,0m e 2,0m de profundidades, estimadas pelo método Brooks & Corey (1964).	170
Figura 6.5	Curva de distribuição normal para $\ln(k)$.	171

Figura 6.6	Geometria e malha para o poço de concreto, desconsiderando o revestimento: a) malha inicial para $t = 0$ e b) malha final para $t = 7$ horas.	174
Figura 6.7	Distribuição inicial do grau de saturação para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).	174
Figura 6.8	Distribuição final do grau de saturação para o poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).	175
Figura 6.9	Distribuição final da poropressão de água para o poço de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).	176
Figura 6.10	Distribuição final dos vetores de fluxo para o poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).	176
Figura 6.11	Geometria e malha para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento: a) malha inicial para $t = 0$ e b) malha final para $t = 5$ horas.	177
Figura 6.12	Distribuição inicial do grau de saturação para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).	178
Figura 6.13	Configuração final do grau de saturação do poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).	179
Figura 6.14	Distribuição final da poropressão para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).	179
Figura 6.15	Distribuição final dos vetores de fluxo para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento. (abril/2005).	180
Figura 6.16	Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado considerando os furos, (N.A. = 5,20).	182
Figura 6.17	Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado desconsiderando os furos, (N.A.=.5,20m).	182
Figura 6.18	Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado considerando os furos, (N.A. = 2,70m).	183
Figura 6.19	Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado desconsiderando o revestimento, (N.A. = 2,70m).	184

Figura 6.20	Resultados de campo e simulação numérica para o poço piloto, (N.A = 5,20m).	185
Figura 6.21	Resultados de campo e simulação numérica para o poço piloto, (N.A. = 2,70m).	186
Figura 7.1	Números de poços reservatórios versus eficiência em relação ao número de dias sem extravasar.	205
Figura 7.2	Eficiência da bateria de poços x custo de implantação do sistema.	205
Figura 7.3	Porcentagem do volume total infiltrado.	206

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES.

Letras Romanas Maiúsculas

A	Área
A	Área de infiltração
B1	Parâmetro da equação de chuva relativo às características da região
B2	Parâmetro da equação de chuva relativo às características da região
C	Coefficiente de <i>runoff</i> , coeficiente de escoamento superficial
E	Média (análise paramétrica)
E_w	Módulo de compressibilidade
F	Força capilar
F_2	Fator de segurança igual a 2
H_w	Módulo de compressibilidade
I	Taxa de infiltração
I_c	Capacidade final de infiltração
$I_{m\acute{e}dia}$	Taxa de infiltração média
I_p	Índice de plasticidade
I_{proj}	capacidade de infiltração de projeto
I1..I9	identificador da taxa de infiltração (1 a 9)
M	Massa total
M_a	Massa de ar
M_s	Massa de sólidos
M_w	Massa de água
M_w	Massa de água armazenada no elemento de solo infinitesimal
N.A.	Nível do lençol freático e nível de água no poço
N.R.	Nível de referência
PPA	Pressão de pré-adensamento

Q_w	Fluxo total acumulado
R	Raio
R_s	Raio curvatura
P	Altura pluviométrica
R	Constante universal dos gases
S	grau de saturação dado em função
S	Fronteira do poço
S_{res}	Saturação residual
T	Período de retorno, tempo de recorrência
T	Temperatura absoluta
T_{final}	Tempo final
$T_{inicial}$	Tempo inicial
T_s	Tensão superficial
V	Volume total, volume infiltrado
V_a	Volume de ar
V_{aporte}	Volume de aporte
V_0	Volume de referência, em relação aos eixos x, y e z
V_s	Volume de sólidos
V_w	Volume de água
Wh/m^2	Irradiação solar
Z	Profundidade
Z_{medio}	Altura de secagem média
Z_1	Altura de secagem num tempo inicial
Z_2	Altura de secagem em um tempo final

Letras Romanas Minúsculas

a	Valor de entrada de ar
b	Parâmetro da equação de chuva característicos da região
c	Parâmetro da equação de chuva característicos da região

c.v	Coefficiente de variação
e_0	Índice de vazios inicial
e	Índice de vazios
f_0	Capacidade de infiltração
h	carga hidráulica
h	Altura da lâmina d'água
h_c	Altura do cilindro capilar
h_i	Largura da faixa
i	Gradiente hidráulico
k	Coefficiente de permeabilidade
k_{20}	Coefficiente de permeabilidade a 20°C
$k_{(1) inferior}$	Valor inferior do coeficiente de permeabilidade
$k_{(2) superior}$	Valor superior do coeficiente de permeabilidade
k_h	Coefficiente de permeabilidade horizontal
k_v	Coefficiente de permeabilidade vertical
k_1	Valor inferior (análise paramétrica)
k_2	Valor superior (análise paramétrica)
k^w	Condutividade hidráulica, função de $(u_a - u_w)$
k_{sat}^w	Coefficiente de permeabilidade do solo saturado
m_1^w	função de coeficiente de compressibilidade
m_2^w	função de coeficiente de compressibilidade
p	Perímetro do poço
q_w	Carga hidráulica
q_w	Taxa de fluxo
q_i^w	Taxa de fluxo de massa de água na direção i
r	Raio
t	Duração de uma precipitação
t	Tempo
t^0	Temperatura (°C)
u	Pressão na membrana
u	Poropressão

u_a	Poropressão de ar
u_w	Poropressão de água
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
\bar{u}_v	Poropressão parcial do vapor de água;
\bar{u}_{v0}	Pressão de saturação do vapor d e água em superfície plana
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_p	Limite de plasticidade
y	Elevação.
z	Profundidade

Letras gregas

α	Parâmetros regionais constantes usados na equação de chuva
β	Ângulo
β	Parâmetros regionais constantes usados na equação de chuva
δ	Parâmetros regionais constantes usados na equação de chuva
γ_w	Peso específico da água
γ	Parâmetros regionais constantes usados na equação de chuva
γ	Peso específico
γ_d	Peso específico seco
γ_{sat}	Peso específico solo saturado
γ_a	Peso específico do ar
Δu	Variação de pressão
ψ	Sucção do solo ou sucção total do solo
ψ_b	Valor de entrada de ar
ψ_{res}	Sucção residual
v_{wo}	Volume específico da água

v_i^w	Taxa de fluxo de volume de água na direção i
v^w	Taxa de fluxo total de água.
v_y^w	Taxa de fluxo de água líquida na direção y através
ρ_w	Densidade da água
π	Sucção osmótica
Δt	Variação de tempo
w_w	massa molecular do vapor de água (18,016 kg/kmol)
Δh	Variação de altura
$\sigma_{méd}$	Tensão média
$(\sigma_{méd} - u_a)$	Tensão líquida média
$(\sigma - u_a)$	Tensão líquida
σ_i	Tensão normal agindo no plano i e na direção i
σ	Desvio padrão (análise paramétrica)
τ_{ij}	Tensão cisalhante agindo no plano i e na direção j .
Φ, ϕ	diâmetro
θ	Ângulo
∂w	Variável do sistema do sistema de equação.

Abreviações

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE e WEF	American Society of Civil Engineers e Environment Federation
BSE	Elétrons retroespalhados
CB	Comitê Brasileiro
DRX	Difratometria de Raios X
EDS	Espectrometria por Energia Dispersiva de Raios X

EEC	Escola de Engenharia Civil
IDB	Inter-American Development Bank
IGBE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
INPE	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
IPH	Instituto de Pesquisa Hidráulicas - UFRS
LABS.C - DCT.C	Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A..
MB	Método Brasileiro
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
NPCE	National Centers for Environmental Prediction
NBR	Norma Brasileira
ONGs	Organizações Não Governamentais
SE	Elétrons secundários
UFG	Universidade Federal de Goiás
U.S. Census Bureau	United States Census Bureau
UNDIESA	United Nations Department of International Economic and Social Affairs U.S. Census Bureau
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
WDS	Espectometria por Dispersão Comprimento de Onda de Raios X
WEF	Water Environment Federation
WWAp	World Water Assessment Programme

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Dentre outros, dois fenômenos mundiais são determinantes para o desequilíbrio sócio-econômico do meio ambiente no sistema global: o crescimento populacional e a intervenção humana no meio ambiente. Nesse milênio um dos grandes desafios é o controle da qualidade do ambiente urbano (GALVÃO; VALÉRIO; MATOS, 2000).

O progresso urbanístico tem influência sobre os recursos hídricos, afetando qualitativamente e quantitativamente o equilíbrio natural do ciclo hidrológico de uma região. O homem transforma o meio ambiente ao construir imponentes obras como edifícios, vias, viadutos, grandes empreendimentos comerciais e industriais com extensas áreas pavimentadas. A impermeabilização da superfície do terreno, causada pelo desenvolvimento urbano que altera os processos naturais que ocorrem sobre a superfície terrestre.

A diminuição do volume de água superficial infiltrado no solo em uma área urbanizada é significativa se comparada às condições originais dessa região. A alteração no hidrograma de pós-urbanização é observada por acréscimos nos picos de vazão, com aumento de volume em curto espaço de tempo. O resultado disso são as grandes enchentes.

Os sistemas de drenagem urbana antigos, implantados observando os conceitos higienistas da época, já não comportam os atuais fluxos. A falta de manutenção e os grandes volumes de resíduos sólidos tornam o problema mais grave. A ocorrência de grandes enchentes registradas nos últimos anos, as falhas dos sistemas convencionais de drenagem urbana, evidenciam a necessidade de implantação de medidas de controle auto-sustentáveis que restabeleçam o equilíbrio ou minimizem os impactos da ocupação urbana.

Este estudo consistiu da avaliação de alternativas com potencial para auxiliar na infiltração do escoamento superficial, atuando diretamente no ponto da geração do desequilíbrio do ciclo hidrológico, as superfícies impermeabilizadas de lotes edificadas. Esse estudo investiga formas de aliviar a contribuição ao sistema público de drenagem urbana durante períodos de fortes precipitações.

É importante destacar que técnicas alternativas para o controle das enchentes na origem são pouco empregadas. Quando empregadas, em alguns casos, as estruturas de infiltração são dimensionadas sem critérios apropriados, devido à inexistência de dados técnicos para uma análise precisa da sua eficiência e de definições de parâmetros indispensáveis na implementação de projetos. Em Goiânia, por exemplo, a porcentagem de

área permeável exigida pelo código de edificações de acordo com cada região pode ser substituída, em parte, por dispositivos de infiltração como os poços de infiltração. Tais poços de infiltração possuem dimensões padronizadas e não é exigido qualquer estudo prévio dos parâmetros locais para projeto. Essa prática tem sido muito usada em edifícios residenciais, para atender a taxa de infiltração exigida.

1.1– JUSTIFICATIVA

Os sistemas de drenagem urbana são compostos pelas estruturas de recepção das águas de chuvas, tais como sarjetas, bocas-de-lobo, emissários e galerias de águas pluviais. Essas estruturas foram dimensionadas e implantadas para uma evolução não prevista da ocupação e muitas vezes não correspondem à realidade dos atuais fluxos de águas das chuvas. Associado a isso, o acréscimo de temperatura na área urbanizada cria ventos convergentes que tendem a entrar em convecção ao atingir a ilha de calor, a umidade contida nestes ventos e o material particulado próprio de áreas urbanizadas provocam pancadas de chuva de forte intensidade em curto espaço de tempo caracterizado pelas disritmias pluviométricas (ROMÃO E SOUZA, 2006). Ainda são registradas fortes alterações climáticas com secas e chuvas cada vez mais intensas.

A grande quantidade de lixo que atinge os sistemas de drenagem urbana e a dificuldade na manutenção desses sistemas de drenagem aumenta a severidade do problema. Ocorre a redução das seções de escoamento devido à grande quantidade de sólidos cimentados por óleos e graxas, aderidos às paredes da tubulação do sistema de drenagem urbana, o que inviabiliza a manutenção do sistema. Como resultados, os sistemas já implantados frequentemente não impedem a formação de cheias nas cidades. Os prejuízos sócio-econômicos provocados pelas enchentes crescem constantemente e atinge a todas as classes sociais.

Não bastasse a ineficiência dos sistemas de drenagem pluvial, o crescimento urbano requer a construção de novas moradias, inclusive nos centros ou bairros mais densamente povoados. Essas novas habitações geram extensas áreas impermeabilizadas. Também responsáveis por grandes áreas impermeabilizadas são as construções de hospitais, centros de saúde, escolas, hotéis, comércio, indústrias, estacionamentos, lazer e pavimentação de vias.

Áreas de risco, tais como regiões ribeirinhas, são ocupadas pela população menos favorecida. Nessas áreas a defesa civil vem sempre atuando para evacuar a população. No entanto, cessado o momento crítico, as áreas são reocupadas. A ocupação de áreas impróprias para habitação só ocorre porque o poder público não inibe a invasão com a implantação de projetos de melhoria popular adequados.

Desta forma é necessário estudar alternativas para o sistema de drenagem urbana de cada cidade. Dentre estas alternativas, citam-se as estruturas de infiltração. Estas estruturas têm a função de coletar parte da vazão meteórica e forçar sua infiltração em pontos pré-determinados. Entretanto, percebe-se um equívoco técnico na concepção dessas estruturas de infiltração, pois os mesmos vêm sendo dimensionados apenas com as características hidráulicas do local, sem conhecer melhor as propriedades do solo envolvido no processo e as conseqüências geotécnicas do procedimento.

O tema da dissertação surgiu do interesse de avaliar as características de um solo na região de Goiânia, determinando a sua influência no desempenho de estruturas de infiltrações. É importante este estudo do solo, pois se a técnica de utilização de poços de infiltração for aplicada inadequadamente pode induzir o processo de erosão interna ou colapso do solo, resultando em danos às áreas próximas ao local dos poços. E, a infiltração mesmo que adequada tem outros reflexos geotécnicos propiciados pela diminuição da resistência do solo tais como: perda da capacidade de suporte do solo, instabilização de taludes.

1.2- OBJETIVOS

Considerando a deficiência da maioria dos sistemas de drenagem existentes, a inviabilidade de criar novas redes de drenagem e a complexidade dos solos do cerrado brasileiro, esse trabalho propõe o estudo de sistemas alternativos de armazenamento, nos picos de vazão, e infiltração nos solos. Tendo como objetivos gerais:

- a. Estudar variadas estruturas de infiltração, verificando o seu desempenho;
- b. Analisar critérios de dimensionamento de estruturas de infiltração.

Os objetivos específicos dessa pesquisa são os seguintes:

- a. Verificar o comportamento de um solo típico de Goiânia quando inundado;
- b. Obter parâmetros dos solos relacionados ao processo de infiltração e percolação da água;

- c. Analisar o custo de implantação dos sistemas alternativos para empreendimentos de grande, médio e pequeno porte;
- d. Analisar a eficiência de dispositivos de infiltração numa determinada região da cidade de Goiânia.

1.3- ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esse trabalho é composto de oito capítulos:

O Capítulo 1 apresenta as justificativas e os objetivos que orientam a pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, destacando os resultados da urbanização sobre os efeitos das enchentes nas cidades.

O Capítulo 3 apresenta teorias dos solos tropicais, modelagens de fluxos empíricas para determinar a taxa de infiltração no solo e as teorias de fluxos nos solos.

O Capítulo 4 apresenta os materiais e métodos utilizados no desenvolvimento dessa pesquisa.

O Capítulo 5 apresenta a análise dos resultados de ensaios, comparando as estruturas de infiltração.

No Capítulo 6 apresenta-se a simulação numérica dos poços, permitindo o melhor entendimento do mecanismo de infiltração das estruturas estudadas.

No Capítulo 7 são comparadas diferentes metodologias de dimensionamentos de poços de infiltração.

O Capítulo 8 apresenta as conclusões e propõe sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado um histórico do crescimento da população e a evolução da urbanização no mundo, especialmente analisando a situação do Brasil. Em seguida, é feito um levantamento das águas disponíveis no planeta e do balanço hídrico. Nesse contexto é dado ênfase aos volumes de água que aportam sobre a superfície terrestre, como eles se distribuem em fluxos superficiais e subterrâneos e quais as conseqüências do efeito da impermeabilização das superfícies no processo de infiltração das águas pluviais no solo. Finalmente é avaliado o estado da arte em relação às principais estruturas de infiltração, utilizadas para o controle das enchentes nos pontos de geração do desequilíbrio.

2.2- IMPACTO DO DESENVOLVIMENTO URBANO NO REGIME DAS ÁGUAS

Tendo em vista que a maior parte da população mundial concentra-se nas cidades, um dos grandes desafios para este milênio pode ser considerado como a defesa e controle do meio ambiente urbano. A ocupação urbana de forma não planejada e espontânea provocou um desequilíbrio do ciclo hidrológico, ameaçando o desenvolvimento sustentável e estável do habitat humano.

2.2.1- Crescimento da população mundial

A Figura 2.1 apresenta o crescimento da população mundial desde 1830. Em 1830, 1,0 bilhão de pessoas habitava o globo terrestre. Setenta anos depois, em 1900, a população era 60% superior. A partir de 1960, a cada década mais um bilhão de pessoas foi acrescida à população mundial, aproximadamente. No ano de 2000 registra-se 6,2 bilhões de pessoas na

terra. De acordo com projeções do U.S. Census Bureau (2006), no ano de 2050, a população será de nove bilhões de pessoas.

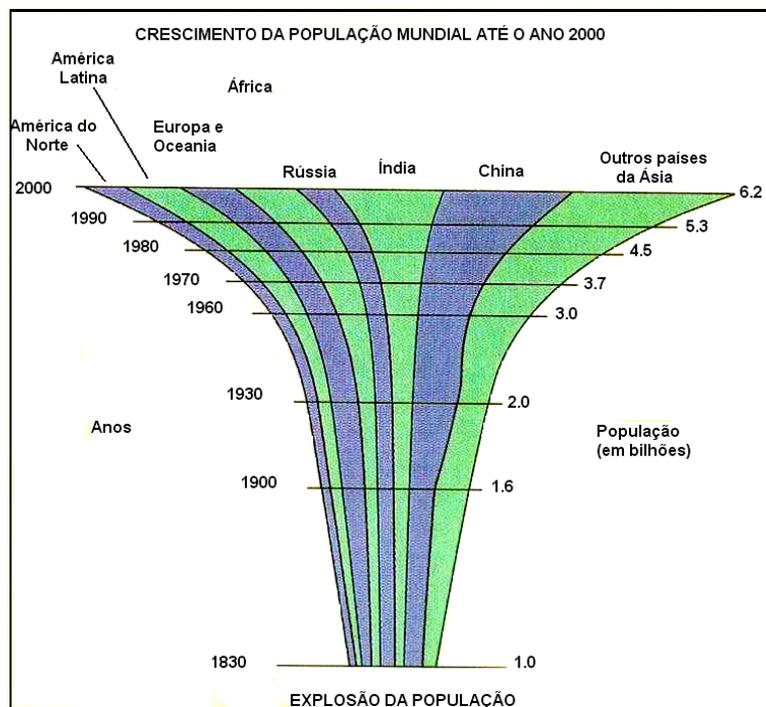


Figura 2.1 – Pirâmide de crescimento da população mundial até o ano 2000, (IDB, 2006).

A Tabela 2.1 apresenta a distribuição da população mundial entre os onze países mais populosos. A maior concentração da população mundial encontra-se na Ásia, com aproximadamente quatro bilhões de pessoas. Dos onze países com mais de 100 milhões de habitantes no mundo, o continente asiático é detentor de seis desses países. Entre eles destacam-se a Índia, com 1,1 bilhões de pessoas, o Japão, maior densidade demográfica do mundo com 337 hab./km² e a China, país mais populoso do mundo, com uma população de 1,3 bilhões de pessoas.

Registra-se, em todo mundo, um crescente aumento da população urbana nos países em desenvolvimento, assentada desde pequenos centros urbanos isolados de pequenas localidades até os grandes centros urbanos com populações superiores a um milhão de habitantes. A Figura 2.2 mostra a evolução da urbanização no planeta, onde nos países em desenvolvimento, há um sensível acréscimo da população, ao contrário dos países industrializados, onde o crescimento da população urbana se mantém praticamente inalterado ao longo dos últimos 50 anos.

Tabela 2.1 – Países mais populosos do mundo e suas respectivas densidades demográficas.

Classificação	Países	População (habitantes)	Densidade Populacional (pessoas/km²)
-	Mundo	6.659.899.976	43
1	China	1.313.973.713	136
2	Índia	1.110.000.000	328
3	Estados Unidos	300.000.000	30
4	Indonésia	222.781.000	126
5	Brasil	186.405.000	21
6	Paquistão	163.985.373	202
7	Bangladesh	144.319.628	1002
8	Rússia	142.800.000	8
9	Nigéria	131.530.000	139
10	Japão	127.417.244	337
11	México	107.449.525	54

Fonte: Population Division of the Department of Economic and Social Affairs of the United Nations Secretariat, 2003

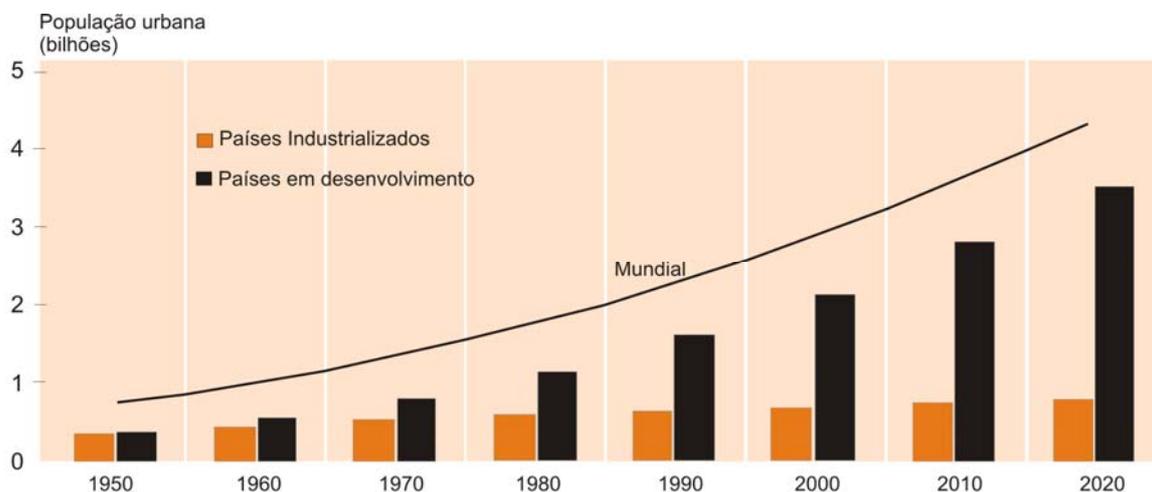


Figura 2.2 – Quadro comparativo do crescimento da urbanização mundial entre os países industrializados e em desenvolvimento (Modificado de UNDIESA, 1999).

Mais da metade da população economicamente ativa se situa nas zonas urbanas. É na zona urbana que se encontram as atividades industriais e econômicas atraindo um grande número de pessoas, principalmente em busca de trabalho. Com menores registros, mas não

menos importantes, é o grande número de pequenas cidades submetidas às tensões da rápida expansão, por implantação de grandes indústrias.

Na América Latina, o êxodo rural também ocorre embora guardem algumas diferenças, tornando as cidades latinas mais urbanizadas do que as cidades da África e Ásia.

Em contraposição, nos países mais desenvolvidos onde existe uma tendência de retorno ao campo ou às pequenas cidades em busca de qualidade de vida, o crescimento torna-se estável nos centros urbanos.

2.2.2- Histórico do crescimento da população brasileira

No Brasil, nos últimos 50 anos, o êxodo rural aumentou 45,3% e fez com que as cidades crescessem desordenadamente de acordo com o censo do IGBE (2005). A população migrou da zona rural para as cidades em busca de um novo emprego, melhores salários, estudos e qualidade de vida. Atualmente, os fluxos de êxodo urbano também têm aumentado, mas ainda não superam a evasão do campo.

O Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – IPEA (1999) realizou um estudo sobre os fluxos de migração da população que abandonava a zona rural e se dirigia à zona urbana. Segundo o estudo, em 1950, apenas 36% da população habitava a cidade e 64% vivia no campo, de um total de 54 milhões de brasileiros. Estas variações são apresentadas na Figura 2.3.

Em 1965, a situação se inverteu, a população urbana superou a população rural. Em 2000 e a população rural passou a representar apenas 18,8% do total, contra 81,2% de habitantes nas áreas urbanas.

A urbanização no Brasil se deu em grande parte pelo êxodo rural e migração de pessoas de outras regiões brasileiras e por estrangeiros. Sejam quais foram os fatores que provocaram a urbanização em qualquer cidade do mundo, são os resultados dessa urbanização que provocam o desequilíbrio entre as cidades e a natureza. A aglomeração da população nos centros urbanos e nas periferias requer cada vez mais a implantação ou expansão de serviços públicos de infra-estrutura como redes de abastecimento de água, redes de esgoto, redes de águas pluviais, energia elétrica, telefônica e abertura de novas vias. Todos esses serviços demandam um elevado custo de implantação.

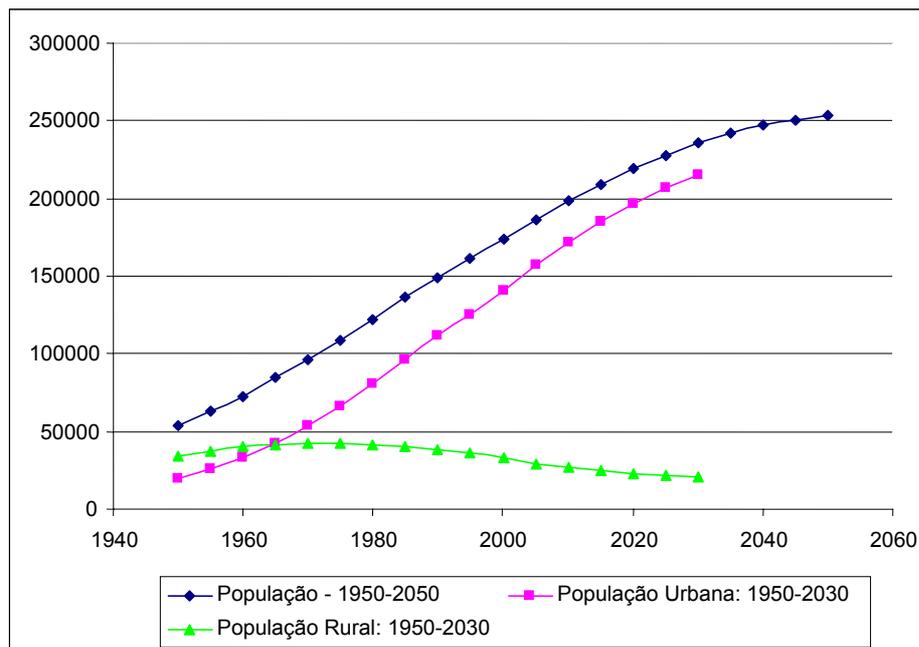


Figura 2.3 – Previsão de variação da população total do Brasil de 1950-2050. Adaptado de dados estatísticos do IBGE (2005).

A população deverá continuar convivendo, por muito tempo ainda, com os problemas gerados pela vigorosa urbanização e ocupação desordenada das áreas urbanas. As soluções para esses problemas devem ser perseguidas continuamente por todos os seguimentos da sociedade, cabendo a cada um o cumprimento do seu papel dentro do contexto social.

2.2.3- Os efeitos da urbanização e o seu impacto

As ações antrópicas, que promovem a transformação do meio natural em um meio adequado aos interesses de desenvolvimento do homem originam grandes superfícies impermeáveis, que dificultam a infiltração das águas precipitadas no solo. Conseqüentemente, o aumento excessivo do volume de escoamento superficial associado a outros fatores da urbanização ou manejo dos solos gera prejuízos significativos à sociedade, devido ao sucessivo processo de ocorrência de cheias urbanas a degradação das áreas rurais.

As alterações no meio ambiente pela ocupação urbana podem ser verificadas em condições quantitativas e qualitativas no meio urbano e são resultados da impermeabilização dos solos com o incremento do escoamento superficial ou pela criação de obstáculos para o

escoamento natural, alteração nos cursos d'água, desde a retificação ou artificialização dos canais, a ocupação do leito inundável dos rios e a poluição dos receptores à jusante.

Segundo ASCE e WEF (1992), citados em Galvão, Valério, Matos, (2000), a porcentagem de áreas impermeabilizadas numa bacia urbana oscila entre 10 e 100%. Nos locais de baixa densidade residencial estão compreendidos entre 10 e 30%, entre 30 e 60% nas zonas de densidade residencial elevada e entre 80 a 100% nas zonas centrais e comerciais de aglomerados urbanos.

O efeito de construções no leito de cheias dos cursos d'água ou a alteração das linhas d'água naturais constituem problemas de grande importância para o gerenciamento de águas pluviais. São perdidas áreas privilegiadas de armazenamento e retenção das águas de escoamento superficial. Para Galvão, Valério, Matos, (2000), as intervenções podem diminuir o tempo de concentração nas bacias de 5 a 15 vezes e o caudal de ponta fica multiplicado de 5 a 50 vezes nas cheias máximas.

As Figuras 2.4a e 2.4b, ilustra o balanço hídrico antes e após a urbanização. Tem-se que a evapotranspiração e a interceptação realizadas pelos vegetais são bastante reduzidas e são substituídas pela transpiração realizada pelas superfícies impermeabilizadas, tais como vias asfaltadas. Nas precipitações menores pode haver uma maior evaporação, favorecida pelos elementos das construções. Os escoamentos subterrâneos e subsuperficiais são reduzidos e os volumes de escoamento superficial são drasticamente aumentados na proporção inversa da perda da capacidade de infiltração dos terrenos impermeabilizados. Com a queda da capacidade de infiltração ocorre uma diminuição do nível do lençol freático.

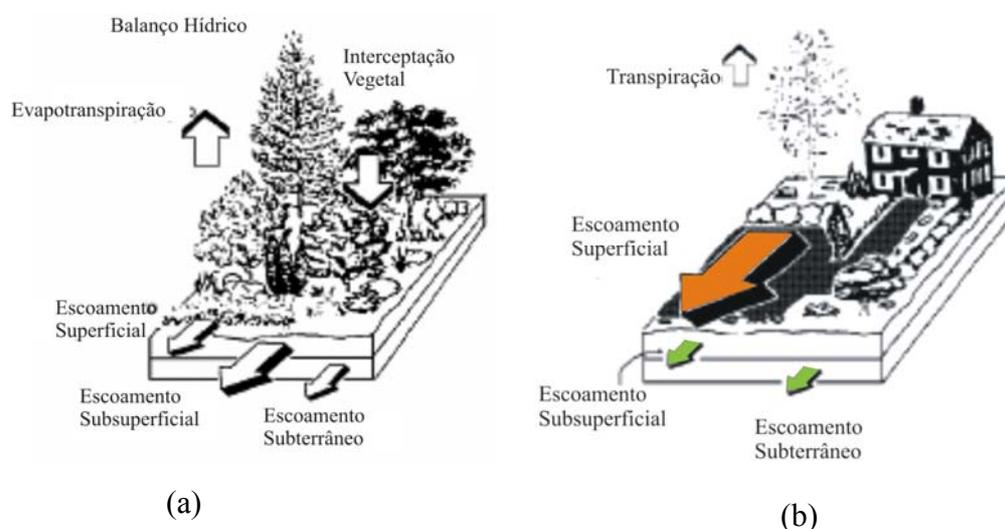


Figura 2.4 – Balanço hídrico: (a) antes da urbanização e (b) pós-urbanização. (Modificado de SCHUELER, 1987, citado por TUCCI, 2005).

No hidrograma da Figura 2.5, é ilustrada a variação das curvas do hidrograma natural e do hidrograma depois da urbanização para grandes e pequenas enchentes. Na situação de terreno natural, o hidrograma registra uma curva mais suave com maior escoamento de base, pico menor e menos rápido e recessão gradual. Após a urbanização, no caso de grande enchente a vazão de pico é antecipada no tempo e este é maior e mais rápido, ocorrendo o aumento do volume a escoar. Os hidrogramas das cheias, os efeitos das enchentes e o comportamento dos cursos d'água têm sido exaustivamente estudados por vários centros de pesquisas, com destaque para o Instituto de Pesquisa Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - IPH.

De acordo com os conceitos higienista do século XIX, a solução clássica para a drenagem procura remover da forma mais rápida e eficientemente possível a água dos centros urbanos.

Numa filosofia antiga, esses sistemas requerem cada vez mais ampliação a cada nível de desenvolvimento urbano. Para que o sistema funcione a contento, de tempo em tempo ele tem que ser redimensionado além da exploração e conservação. Dessa forma, as medidas não são definitivas ou sustentáveis: resolve o problema da cheia em uma área, mas o transfere para jusante, exigindo, assim, o redimensionamento da rede de drenagem de jusante e resultando em custos cada vez mais elevados devido às dimensões das novas estruturas, (SOUZA, 2002).

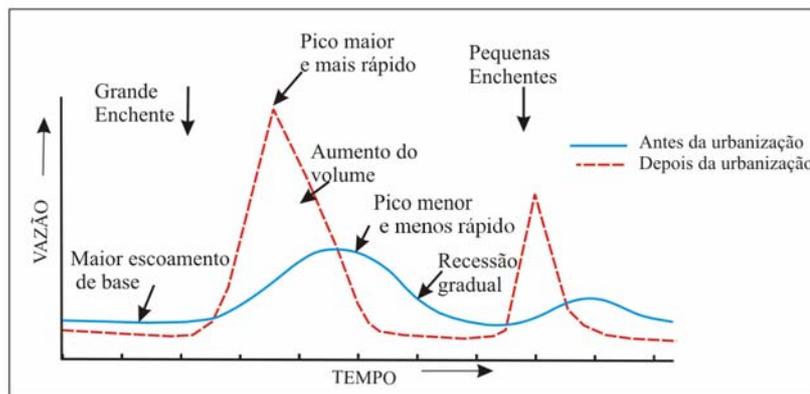


Figura 2.5 – Hidrograma pré e pós-urbanização. (Modificado de SCHUELER, 1987, citado por TUCCI, 2005).

Atualmente, em substituição ao conceito higienista surgem as soluções alternativas ou ambientais de drenagem que, agindo em conjunto com as estruturas convencionais,

procuram compensar sistematicamente os efeitos da urbanização em termos quantitativos e qualitativos (SOUZA, 2002).

O processo de urbanização existe e é irreversível, provocando os problemas de drenagem já referidos. Resta então gerenciar as águas pluviais de forma a:

- a) Complementar os sistemas de drenagem já existente utilizando sistemas de drenagem na fonte;
- b) Evitar o excesso de escoamento superficial que produz a lavagem continuada das superfícies impermeabilizadas, aumentando a concentração de poluentes oriundos das vias asfaltadas ou outras superfícies poluídas com óleos, graxas, carga orgânica, metais pesados, sedimentos entre outros poluidores característicos da urbanização;
- c) Evitar possíveis descargas de excedentes de sistemas isolados para os receptores nos picos de cheias;
- d) Buscar técnicas adequadas para a retenção, detenção e, sobretudo de infiltração atendendo as particularidades dos solos envolvidos, que devem ser adequadamente estudadas.

O controle de águas pluviais na origem consiste em um conjunto de soluções técnicas e de procedimentos, a montante do sistema físico que interferem no âmbito da bacia de drenagem. Esse controle é feito ao nível das unidades individuais ou coletivas de uma localidade e as soluções têm como principal objetivo melhorar a infiltração de águas pluviais, fazendo o amortecimento de grandes volumes de água por meio da retenção temporária. Dessa forma, procura-se reduzir o impacto das águas pluviais no sistema coletor público. Essa é uma alternativa sustentável que procura evitar a construção de coletores e emissários cada vez mais extensos, de diâmetros maiores e com custo elevado.

No sistema atual, de acordo com os conceitos ambientalistas, na drenagem urbana de águas pluviais deixa de ter uma descarga unidirecional para um ou um pequeno número de locais e passam a envolver várias áreas ou locais de disposição final. Esse sistema requer a participação efetiva da população no processo.

Ao contrário do que se acreditava anteriormente, as águas pluviais são poluídas. Como essas águas não são devidamente tratadas, o controle na fonte poderá diminuir a concentração de poluentes ou tornar possível alguma forma de tratamento individual mais simples e eficiente, buscando sempre o controle e o desenvolvimento sustentável.

2.2.4- Efeitos da urbanização sobre a cidade de Goiânia

Como em qualquer outra grande cidade, Goiânia sofre com o grande fluxo das águas pluviais, onde os principais atingidos são:

- a. As famílias que habitam as regiões ribeirinhas, ocupantes do leito maior dos cursos d'água, constantemente desabrigadas na estação das cheias;
- b. Depois de grandes temporais, uma quantidade importante de árvores caem causando grandes prejuízos ao poder público e à população;
- c. As redes de esgotamento pluvial a exemplo de outras metrópoles, não suportam o fluxos que sempre são agravados pela quantidade de materiais sólidos que são carregados;
- d. Nas regiões mais densamente povoadas, as vias de tráfego são inundadas e os fluxos são capazes de arrastar veículos mais leves.

De acordo com Carvalho et al. (2006), a desestabilização dos taludes de terra também são efeitos importantes causados pela ação antrópica que causa a concentração do fluxo e lançamentos inapropriados das drenagens de águas. Para Nascimento e Sales (2003), as duas principais causas das erosões em Goiânia são as galerias pluviais e o escoamento concentrado em áreas não pavimentadas.

A falta de oportunidade para as águas pluviais se infiltrarem no solo é responsável pelo aumento do escoamento superficial, fazendo das ruas o principal conduto para o escoamento dos fluxos. Estes fluxos transportam materiais que sucessivamente acumulam. Isso, somado aos materiais da degradação no ponto de jusante, torna inevitável o surgimento das erosões, agravado quando favorecido pela declividade que aumenta a velocidade do fluxo superficial.

2.3- DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA NO PLANETA E O BALANÇO HÍDRICO MUNDIAL

A Tabela 2.2 apresenta uma estimativa da distribuição de água no planeta. A água no planeta está disponível em diversas formas: no continente encontra-se uma pequena parcela do total e está distribuída em forma de lagos e reservatórios de água doce (< 0,01%), brejos ou pântanos (< 0,01%), canais e rios (< 0,01%), umidade do solo (0,01%), águas subterrâneas

(4,0%) e geleiras e calotas polares (2,0%). Na atmosfera, em forma de vapor, encontra-se 0,01% da água do planeta. Nos oceanos e mares estão os maiores volume de água no planeta, 94%.

Excluídos os 94% das águas salinas disponíveis nos oceanos, mares e lagos de água salgada, os 6% do volume de água restante no planeta são de água doce. Dois terços desse volume são águas subterrâneas. A água disponível para uso (água potável), é de apenas 0,6% dos 4% de água doce, excluídas a água das geleiras, (GARCIA et al., 2004).

Tabela 2.2 - Estimativa da distribuição de água no planeta.

Parâmetro	Área da Superfície (km ²)x10 ⁶	Volume (km ³)x10 ⁶	Volume %
Oceanos e mares	361	1370	94
Lagos e Reservatórios	1,55	0,13	<0,01
Brejos (pântanos)	<0,1	<0,1	<0,01
Canais de rios	<0,1	<0,1	<0,01
Umidade do solo	130	0,07	<0,01
Águas subterrâneas	130	60	4
Calotas de gelo e geleiras	17,8	30	2
Água meteórica	504	0,01	<0,01
Água bioesférica	<0,1	<0,01	<0,01

Fonte: NACE (1971), citado por Freeze e Cherry (1979), modificada.

A Amazônia possui 6.000 km³/ano de água disponível. Esse valor é aproximadamente 5 vezes maior que o volume da bacia do Zaire-Congo. Desse volume, apenas 0,0003% da água é potável e acessível (HARVEY, 2004).

Os recursos hídricos no mundo, de acordo com o consumo entre a agricultura, a indústria e uso residencial, estão representados percentualmente na Figura 2.6.



Figura 2.6 - Distribuição dos recursos hídricos no mundo (UNIVERSIDADE DA ÁGUA, 2007).

Nesta dissertação, o interesse principal está na porção do ciclo hidrológico que ocorre sobre a superfície terrestre. Parte desta precipitação é interceptada pela vegetação e parte evapora. O volume restante cai sobre a superfície e pode ser retida pelas depressões no terreno, pela infiltração ou escoar sobre a superfície tão logo a intensidade da precipitação supere a capacidade de infiltração do solo e os espaços detentores de água na superfície estejam todos preenchidos. No ciclo hidrológico, o percentual das águas precipitadas que caem sobre a superfície terrestre está sujeita aos processos da evapotranspiração, combinação da transpiração da água interceptada pelas plantas e da evaporação na superfície da terra ou superfície das águas (rios, lagos, lagoas e outros). Excluído o processo da evapotranspiração, as águas precipitadas serão escoadas na superfície ou formarão os fluxos subterrâneos.

A Figura 2.8 esquematiza uma superfície, definida pela topografia como sendo a combinação das áreas superficiais de drenagem e a parcela subterrânea, da formação geológica. Os processos superficiais ou subterrâneos são de igual importância.

O processo de escoamento superficial, *runoff*, se destaca pela circulação livre da água na superfície, sendo governada pelas linhas de declive no terreno, influenciadas apenas pelos obstáculos naturais existentes e geralmente encontram-se à jusante o leito de um corpo d'água, caracterizando o movimento das águas livres. (SOUSA PINTO, 1976).

Diretamente sobre os cursos dos rios e outros corpos d'água, ocorre a precipitação direta sobre as superfícies livres. Dependendo da natureza do terreno e dos materiais da formação geológica do subsolo, ocorre a infiltração que controla e regula a distribuição espacial do escoamento superficial.

As águas infiltradas podem formar os fluxos subsuperficiais, escoando imediatamente abaixo da superfície ou percolando camadas geológicas até atingir os lençóis freáticos que se localizam a grandes profundidades. As águas infiltradas que permanecem acima do lençol freático formam as zonas não saturadas ou zonas de solo úmido. Se as águas infiltradas ultrapassam o nível do lençol freático se tornam águas subterrâneas sob pressão hidrostática.

A rota das águas no subsolo é governada por fluxos através das superfícies equipotenciais, podendo promover a recarga ou descarga subterrânea, tributária de corpos d'água. A exfiltração ou efluxo é definida como a remoção da água subterrânea. É contrária ao processo de infiltração, entrada de água no solo. No entanto, ambas ocorrem nas zonas saturadas e não saturadas.

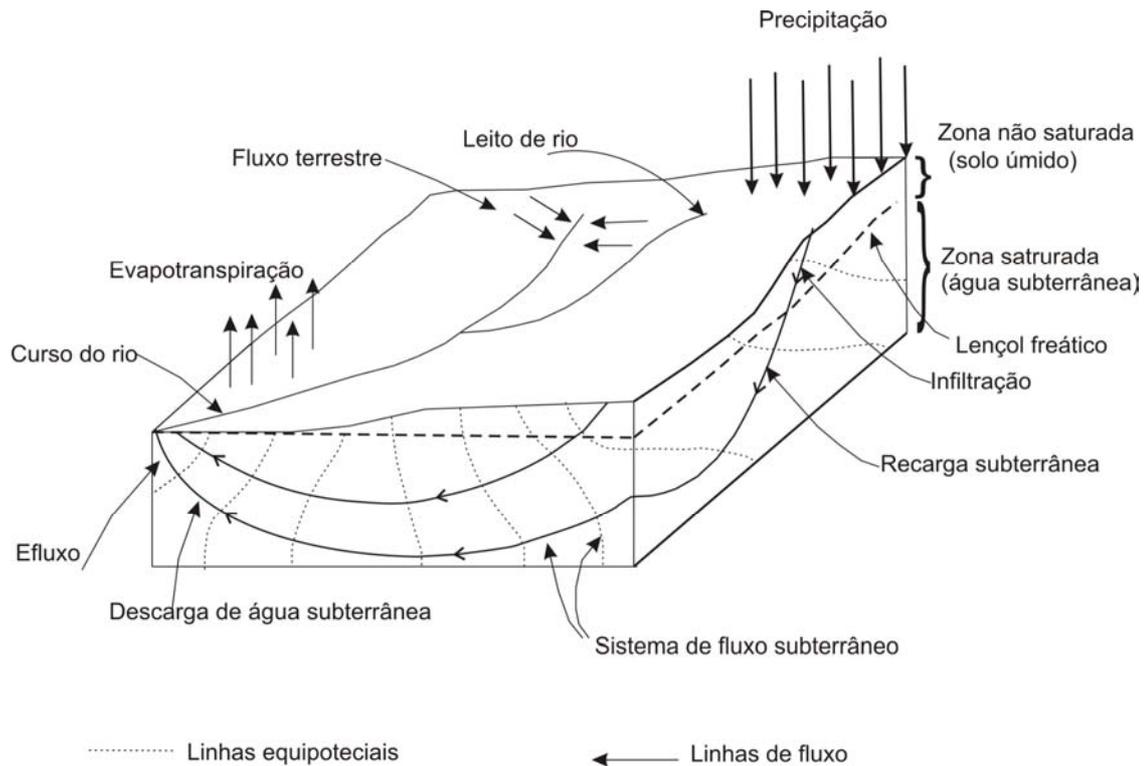


Figura 2.8 – Representação esquemática do ciclo hidrológico (modificado de FREEZE e CHERRY, 1979).

2.3.1- Condições de precipitação, evaporação e *runoff* em Goiânia.

A cidade de Goiânia apresenta uma precipitação média mensal de chuva tabuladas durante 28 anos, entre 1975 e 2002, conforme apresenta a Figura 2.9. Esses dados de precipitação diária foram coletados na estação meteorológica da Escola de Agronomia da UFG. A estação seca se encontra entre os meses de maio e agosto e a estação chuvosa entre os meses de outubro a abril.

Combinando os dados de precipitação obtidos pela estação meteorológica da Escola de Agronomia da UFG. De 1975 até o ano de 2000, com os dados de evapotranspiração, obtidos por Carriello (2004), pode-se observar que a média de evapotranspiração nesse período em Goiânia foi de 71% e a média de *runoff* foi de 29%. Os dados de precipitação *runoff* e evapotranspiração são apresentados na Figura 2.10.

Na Figura 2.12, de acordo com os dados de precipitação da estação meteorológica da UFG a média anual de chuvas para a cidade de Goiânia foi de 1.481mm entre os anos de 1975 a 2000. A precipitação quando analisada no mapa de pluviometria elaborado por Carriello, (2004) a cidade de Goiânia se localiza na região cujos valores de pluviometria variam entre 1500-1750 mm de chuva por ano, considerando período de 1970 a 2000, Figura 2.11.

O processo de evapotranspiração está diretamente ligado à irradiação solar que incide sobre a região. Pelo mapa de irradiação média anual da Figura 2.12 a cidade de Goiânia se localiza na região onde a radiação solar varia entre 5700 a 5900 Wh/m², entre os mais altos valores de irradiação no país, apenas 10% abaixo do maior nível.

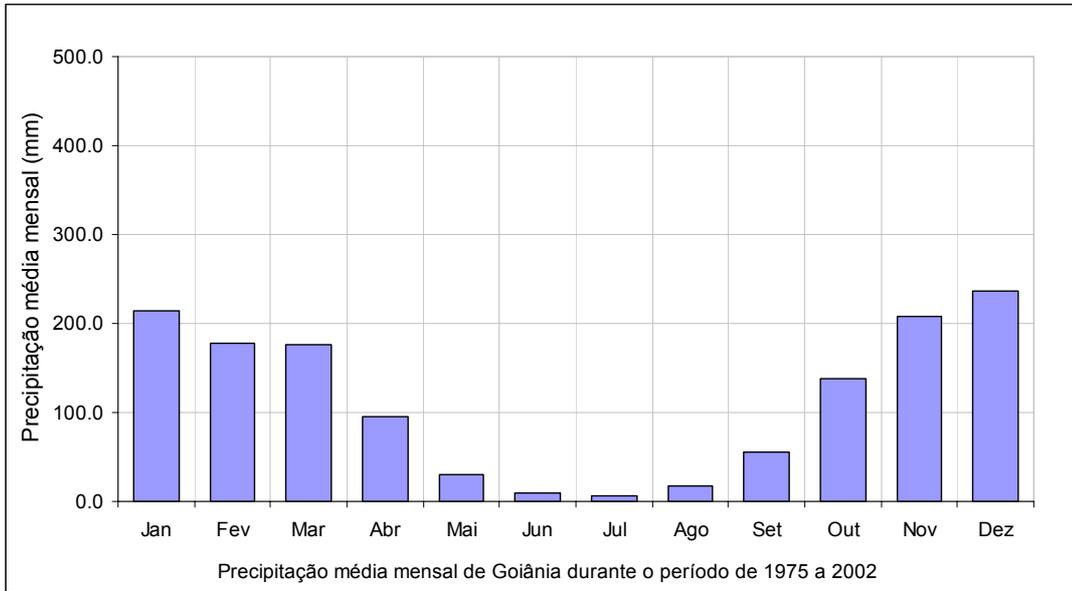


Figura 2.9 - Precipitação média mensal de Goiânia durante o período de 1975 a 2002. Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG.

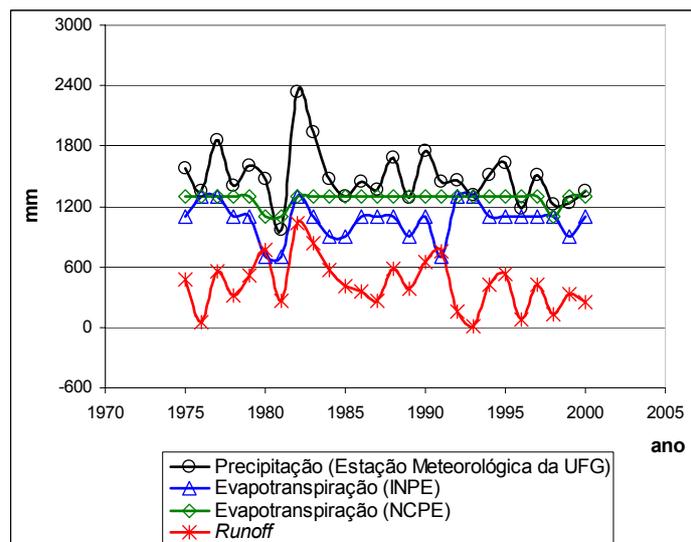


Figura 2.10 – Resultados de precipitação, evapotranspiração e *runoff* para a cidade de Goiânia de 1975-2000.

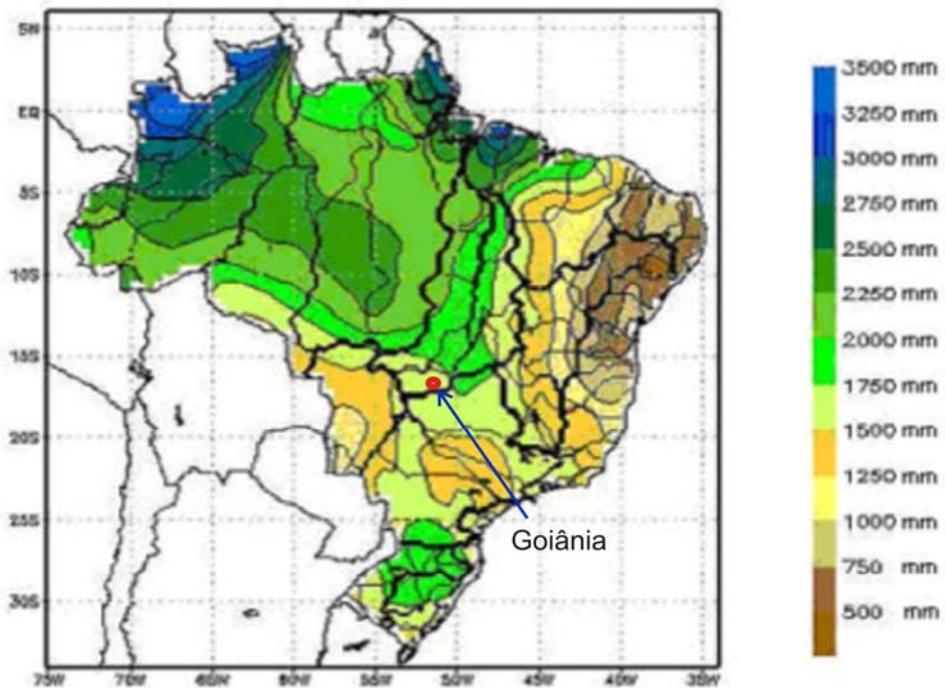


Figura 2.11 – Precipitação média anual no Brasil observada para o período de 1970-2000, (CARRIELLO, 2004).

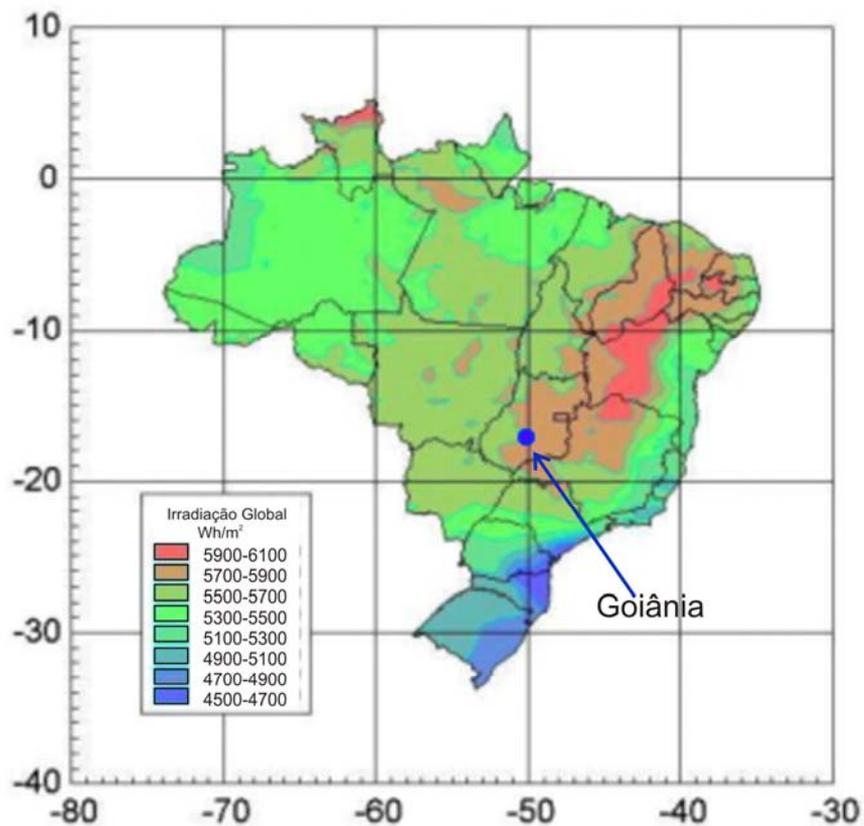


Figura 2.12 - Irradiação média anual em Wh/m^2 , no Brasil para o período de 1995-1998, (modificado de INMET, 1998 citado por CARRIELLO, 2004).

2.4- ESTRUTURAS UTILIZADAS PARA O CONTROLE NA FONTE DA DRENAGEM URBANA

Em todo o mundo, vários pesquisadores têm realizado estudos sobre elementos de infiltração, mas em cada região as situações são específicas em relação à hidrologia, à climatologia ou condições do solo. As alternativas de sistemas de infiltração são capazes de fazer o amortecimento e reservar o volume excedente nos picos das enchentes, em seguida permitindo a infiltrar no solo, e a recarga do lençol freático. O sistema de infiltração, quando possível de ser utilizado, é uma alternativa capaz de contrapor o efeito da impermeabilização das áreas urbanizadas.

Tendo em vista que sistemas de controle de enchente na fonte não propõem reter todo o volume precipitado, em função do alto custo de implantação desses sistemas associado à ociosidade desses na maior parte do tempo, é usual que estes sistemas sejam munidos de dispositivos de fuga do excedente de precipitação.

São exemplos de soluções de controle de enchente na fonte os poços de infiltração, as trincheiras de infiltração, as bacias de infiltração, os filtros de areia ou brita enterrados, os reservatórios ou bacias de retenção e sistemas de pavimentos porosos, todos com a finalidade de reduzir volumes ou vazão das enchentes.

Embora as estruturas de infiltração colaborem com o controle da drenagem urbana na fonte seu uso apresenta vantagens e desvantagens. Como vantagens podem ser enumeradas:

- a. Diminuição das cheias, pela redução dos caudais e volumes à jusante;
- b. Promoção da infiltração, reduzindo a necessidade de sistemas de rede de drenagem;
- c. Descentralização do sistema de drenagem pluvial;
- d. Redução da propagação de poluentes e materiais sólidos;
- e. Melhoria da qualidade do meio receptor;
- f. Aumento da recarga do lençol freático;
- g. Valorização da paisagem urbana quando implantados em zonas de múltiplo uso através dos espelhos d'água, bacias de retenção ou detenção, entre outros.

Para obter ao máximo os benefícios desta metodologia é necessária a integração de especialistas para a implantação do sistema visando atender ao meio ambiente, compatibilizar com as redes existentes, utilizar técnicas que torne o sistema eficiente, fácil de executar e de

baixo custo atraindo a participação do cidadão, conscientizando-o de que a responsabilidade não é só do poder público.

Como desvantagens ou limitação de uso, podem ser enumeradas:

- a. Para o uso da técnica em áreas de dimensões consideráveis, há a necessidade de planejamento antecipado, pois a ocupação de espaço constitui uma das desvantagens do sistema de controle na fonte;
- b. Preocupação com a manutenção do sistema para manter sua eficiência e vida útil, evitando a colmatação do sistema;
- c. Riscos de rupturas, colapso e interferência em estruturas vizinhas;
- d. Risco de contaminação do lençol freático.

Na prática são inúmeros os dispositivos que vêm sendo utilizados para controle de águas pluviais no pico das inundações. Estes dispositivos podem armazenar ou armazenar e infiltrar. Quando a finalidade do dispositivo é infiltrar a água no solo a falta de dados geotécnicos mais precisos tem levado os projetistas a propor estruturas com elevados coeficientes de segurança onerando os projetos e ocupando áreas que podem ser destinadas a outros fins. Segundo (SOUZA, 2002) em suas experiências em trincheiras no IPH da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, verificou que em evento mais crítico do que o considerado em projeto, as trincheiras trabalharam com folga e que ainda a área de contribuição de projeto passou de 200m² para 600m² na situação atual. Ainda neste estudo o pesquisador observou que o volume máximo ocupado representou 64% do volume disponível no primeiro caso e de 77% no segundo caso. Segundo experimentos realizados em Bordeaux-França por BALADES et. al, 1998, citados por Souza (2002). a infiltração de uma trincheira é da ordem de 24% da precipitação.

As soluções de controle na fonte de utilização mais freqüente, apresentam diversas técnicas e serão descritas sucintamente a seguir.

2.4.1- Poços de infiltração

São estruturas geralmente profundas que permitem o armazenamento de certo volume de água, seguida da infiltração deste volume no solo. A Figura 2.14 mostra um poço de infiltração para subsolo de edifício em cota abaixo da cota do sistema público de drenagem. Na Figura 2.13 está detalhado uma proposta de um sistema completo de poço de infiltração com as seguintes características:

- a. Revestimento da parede lateral e fundo do poço, em manta de geotêxtil para filtro e camada de material granular para facilitar a infiltração;
- b. Cota inferior de assentamento do poço que preserve a integridade das estruturas do edifício, principalmente arrimos e fundações, levando em conta as condições de fuste e base das mesmas;
- c. Conjunto moto-bomba para recalque do excedente e um sistema extravasor que entra em ação em eventual falha do sistema de moto-bomba;
- d. Sistema de bóia com acionamento automático, para nível crítico, próximo ao enchimento do poço;
- e. Sistema de inspeção com fechamento hermético e capacidade para suportar a pressão d'água em caso de enchimento total do poço;
- f. Dispositivo de visita para manutenção e inspeção.

Essa estrutura será bastante estudada neste trabalho. A diversidade de revestimentos, sua execução completa e sua eficiência serão mostradas nos capítulos à frente.

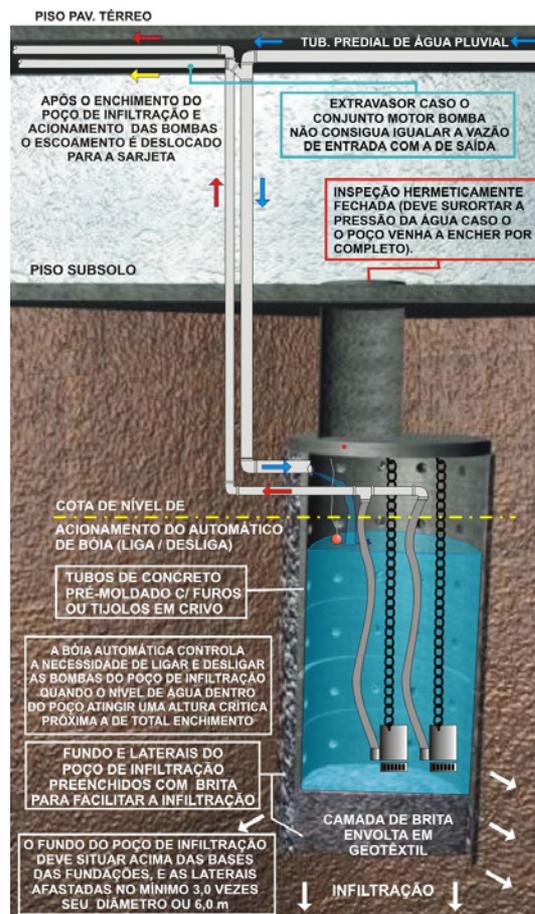


Figura 2.13 - Modelo de poço de infiltração instalado em subsolo de edifício (REIS, 2005).

2.4.2- Trincheiras de infiltração

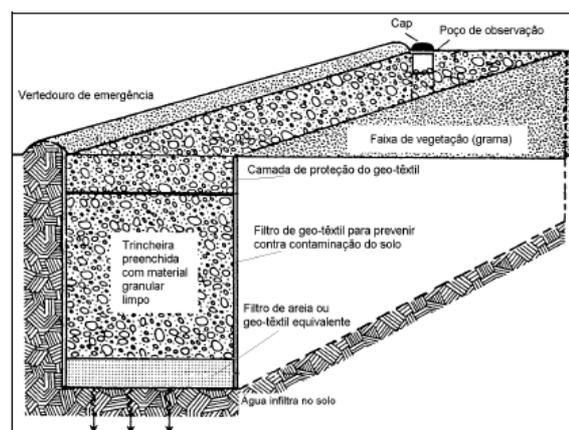
Estrutura linear, com o comprimento preponderante sobre a seção transversal, de pequena profundidade, podendo ser preenchida total ou parcialmente com material granular. Essa estrutura é bem indicada para ser instalada ao longo de arruamentos, própria para infiltrar água de vias ou áreas pavimentadas. As trincheiras têm a função de reservatórios convencionais que armazenam e infiltram. Dependendo do local onde está instalada, a trincheira poderá ser dotada de dispositivo de fuga para os fluxos excedentes. As Figuras 2.14a e 2.14b mostram uma seção típica de uma trincheira. Na concepção final, a trincheira pode ser exposta compondo a paisagem ou ser enterrada com acesso para a entrada da água.

2.4.3- Bacias de retenção ou infiltração

Estruturas que podem ter as funções de reter sem infiltrar, servindo apenas como amortecedora de fluxos pluviais ou reter e infiltrar como ocorre com os poços de infiltração. Podem ainda ser bacias permanentes, sempre apresentando uma lâmina d'água seja na estação da chuva ou seca, ou ser bacias secas, apresentando uma lâmina d'água apenas durante as chuvas. Nesse caso, essas bacias quando secas podem ter outras finalidades, como área de lazer para a comunidade, exemplo das bacias instaladas em cidades do estado de São Paulo, os chamados “piscinões”, Figuras 2.15a e 2.15b.



(a)



(b)

Figura 2.14 – a) Trincheira de infiltração integrando à paisagem urbana, e b) Configuração típica de uma trincheira de infiltração (SOUZA, 2002).

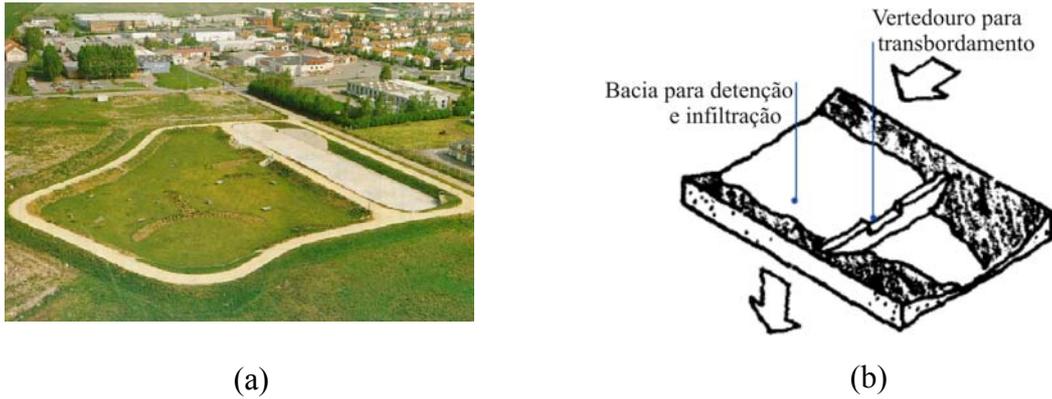


Figura 2.15 – a) Vista panorâmica de uma bacia de detenção; b) Configuração típica de uma bacia de detenção (modificado de RICHMAN et. al. 1999).

2.4.4- Valas ou Valos de infiltração

Com pequena profundidade, as valas ou valos de infiltração são construídos geralmente ao longo de áreas impermeabilizadas como estradas e estacionamentos, essas estruturas são um importante instrumento para a drenagem de água ao longo de uma rodovia construída em região plana ou pantanosa. Com a instalação desses valos, de forma linear, pode-se evitar a necessidade de elevar o leito da estrada com espessas camadas de aterro numa sensível economia para implantação da via, principalmente se a locação da área de empréstimo coincidir com o projeto dos valos, porque, a escavação poderá ser feita em função da futura estrutura de retenção e drenagem. Os valos de infiltração podem ser associados com planos de infiltração e podem ser também chamados biofiltros quando são vegetados como mostra a Figuras 2.16a e 2.16b.

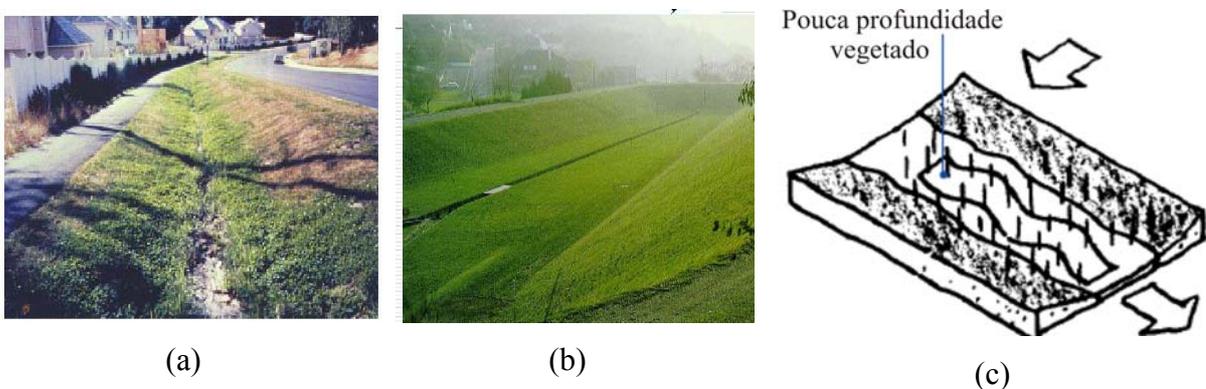


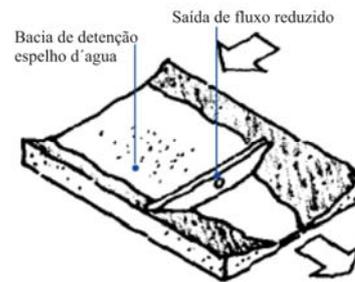
Figura 2.16 – Em a) e b) vista panorâmica de valos de infiltração; c) Configuração típica de um valo de infiltração (modificado de RICHMAN et. al 1999).

2.4.5- Bacias de detenção

Bacias de detenção ou espelhos d'água, são muito parecidos com as bacias de retenção, diferindo por ser a primeira impermeabilizada impedindo a infiltração. Por isso, é um dispositivo que favorece a evapotranspiração e abriga a fauna e a flora aquáticas. Pode possuir dispositivo de fuga para pequenas vazões, de acordo com as Figuras 2.17a e 2.17b.



(a)

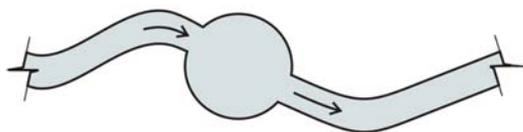


(b)

Figura 2.17 – a) Espelho d'água geralmente impermeabilizado; b) Modelo esquemático de espelho d'água (modificado de RICHMAN et. al. 1999).

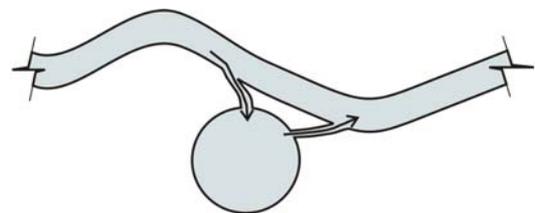
2.4.6- Reservatórios de amortecimento tipo *online* e *offline*

São reservatórios de armazenamento temporários, muito utilizados para amortecimento de cheias. Esses reservatórios têm capacidade de armazenagem rápida nos picos das enchentes e depois lentamente vão deixando escapar a água armazenada. Os reservatórios de amortecimento podem ser instalados na linha de fluxo ou fora dela, são os chamados reservatórios *online* e *offline*, respectivamente (Figuras 2.18a e 2.18b).



Reservatórios tipo online

(a)



Reservatórios tipo offline

(b)

Figura 2.18 – Modelo esquemático de reservatórios: a) tipo online e b) tipo offline.

2.4.7- Reservatório de armazenamento para reuso

Também é um reservatório de armazenamento, instalado para coletar água de telhados que passa por um tratamento, geralmente para a remoção de partículas sólidas, para depois poder ser utilizada para atividades que não exijam o padrão de potabilidade das águas tratadas. Na região do semi-árido brasileiro, esse tipo de reservatório tem sido largamente utilizado com uma finalidade distinta ao uso no controle de cheias: para reservar água para o uso na época da estação da seca. São reservatórios de construção bastante simplificada, conhecidas como cisternas. Pesquisadores e ONGs empenhados na melhoria da qualidade de vida da população do nordeste qualificam a população para a construção de suas próprias cisternas e orienta o tratamento da água para o uso humano. A Figura 2.19 mostra um reservatório do tipo cisterna que é utilizado na região de semi-árido.

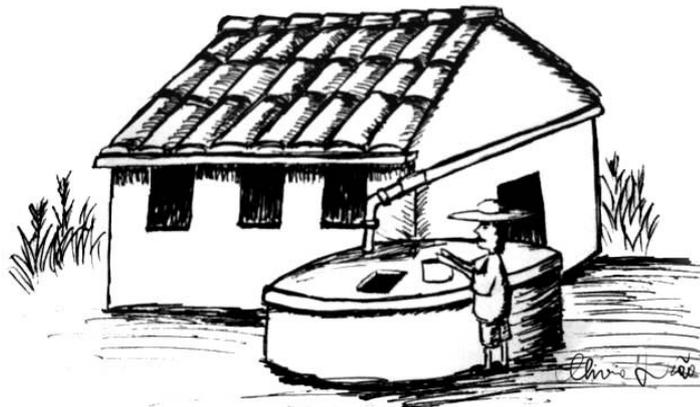


Figura 2.19 – Reservatório tipo cisterna para reutilização da água com potabilidade.

2.4.8- Pavimentos porosos

São revestimentos porosos instalados em áreas pequenas ou grandes, geralmente parques e estacionamentos. Sua finalidade é de infiltração direta. Podendo haver reservatórios inferiores. Esses tipos de piso são comercialmente chamados de concregramas (Figuras 2.20a e 2.20b) e em 2.20c apresenta um modelo esquemático de pavimentos porosos com a inclusão de camadas drenantes.

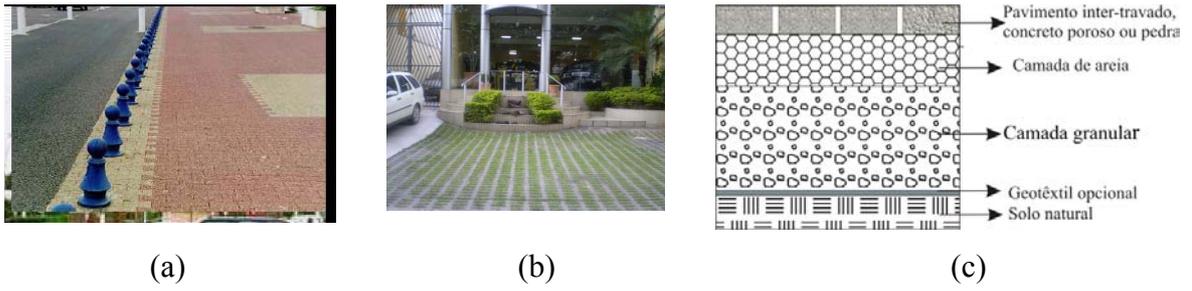


Figura 2.20 - a) Tipo de pavimento intertravado; b) Pavimento com preenchimento de grama (concregrama); c) Modelo esquemático de pavimentos porosos.

CAPÍTULO 3

SOLOS TROPICAIS E MODELAGEM DE FLUXO

3.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas revisões das teorias dos solos intemperizados, característicos da região do cerrado. São revisados os processos de infiltração e de percolação da água nesses solos, assim como as formulações empíricas disponíveis para a modelagem numérica.

3.2- SOLOS TROPICAIS

Historicamente, o estudo do comportamento do solo considera-o em situação extrema de saturação: totalmente seco ou totalmente saturado. Esse tratamento reflete as condições ambientais das regiões de climas temperados, as necessidades técnicas onde a Mecânica dos Solos se desenvolveu, além das dificuldades teóricas e práticas para considerar as fases fluidas dos solos constituídas de água e ar.

Para muitos estudiosos o avanço nos estudos geotécnicos para os solos não saturados iniciou e se desenvolveu rapidamente a partir das teorias de Terzaghi sobre o Princípio das Tensões Efetivas nos Solos, onde a pressão efetiva para o contato grão a grão é igual à tensão total menos a poropressão (pressão da água nos poros do solo).

A saturação é a condição mais crítica para as obras de engenharia em geral, mas nem sempre essa situação reflete o pior efeito do comportamento do solo. Nos solos áridos e semi-áridos, essa saturação nunca ocorre. (ALONSO et al.1987 citado por RÖHM, 1997).

Assim, são várias as situações em que se faz necessário conhecer o comportamento do solo diante de certo teor de umidade que o faz variar o volume, provocando expansão ou colapso além de interferir na resistência ao cisalhamento do solo.

Segundo Camapum de Carvalho (2004), solos tropicais ou lateríticos ou simplesmente lateritas, ocorrem entre os trópicos, e apresentam particularidades diferentes daquelas características dos solos de regiões temperadas. Em 1982, Schellmann, apud

Camapum de Carvalho (2004), definiu laterita como sendo “acumulações sub-superficiais de produtos do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos-terrosos, sílica e imobilização de ferro e alumínio”. As condições de altas temperaturas e grandes variações de umidades favorecem o processo da laterização.

As exposições da superfície do solo aos fenômenos físicos, químicos e biológicos favorecem o intemperismo e podem produzir espessas camadas laterizadas. Em regiões tropicais, os minerais dos solos são resultantes da dinâmica química do alumínio, do ferro e da sílica dentro do processo de laterização. Jacintho et al. (2006), ressaltam o trabalho de Buckman e Brady (1960) que apresentaram do ponto de vista mineralógico, os tipos fundamentais de alteração das rochas.

De acordo com a proposta de Jacintho et al. (2006), a rocha de origem ou rocha mãe se altera por processos de desintegração ou decomposição, processos físicos ou químicos, respectivamente, produzindo:

- a. Minerais de alteração muito lenta como quartzo e biotita, que são minerais de desintegração progressiva e resistentes;
- b. Minerais de alteração lenta como feldspato e muscovita, que se alteram e formam os minerais de síntese, minerais herdados como as argilas;
- c. Minerais facilmente alteráveis como augita, hornblenda, olivina e calcita, que podem ser alterados por decomposição (alteração química) ou por recristalização, também formam os minerais de síntese, minerais herdados como as argilas;
- d. Os minerais do grupo augita, hornblenda, olivina e calcita, que por alterações químicas resultam em produtos de decomposições insolúveis como os óxidos de ferro e alumínio;
- e. Materiais solúveis como Ca^{3+} (cálcio), K^+ (potássio), Fe^{2+} (ferro), SO_4 (trióxido de enxofre).

Formulação de acordo com a associação entre a composição química dos constituintes das rochas, certas condições da alteração química e os produtos obtidos (Figura 3.1).

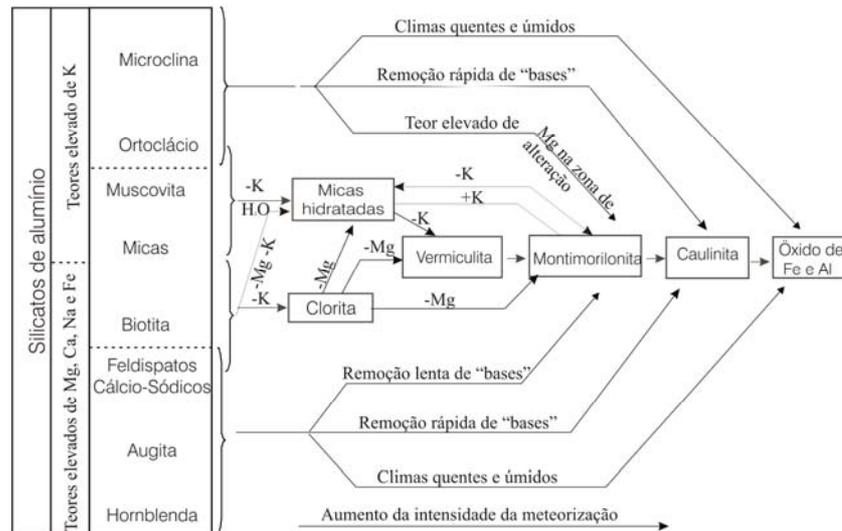


Figura 3.1 – Produtos da alteração dos minerais primários com o intemperismo (modificado de BUCKMAN & BRADY, 1960; MACEDO & LEMOS, 1961), citados por (JACINTHO et al. 2006).

A presença de minerais ilita e montimorilonita, indicam presença de solo jovem mas, a presença preponderante de caulinitas e óxidos de Al_2O_3 e Fe_2O_3 indicam um alto grau de intemperismo sofrido pelo solo, laterizado por meio de intensa lixiviação das bases. O mineral gibbsita na camada mais superficial indica um processo de laterização acentuado. Numa sequência de alterações sofrido pela rocha mãe ao longo do tempo são obtidos os produtos da alteração em solos tropicais e subtropicais.

A alta concentração do mineral caulinita é responsável pela redução na permeabilidade do solo devido à força de atração entre as partículas de argila formando uma estrutura dispersa com predominância de ligações “face-face” (Figura 3.2b), arranjo em estrutura dispersa que proporciona ao solo menor permeabilidade se comparado a uma argila com ligações “borda-face”, Figura 3.2a, estrutura floclada, com maior permeabilidade, considerando um elemento de solo com o mesmo índice de vazios, (LAMBE E WHITMAN, 1969). A Figura 3.2b mostra os tipos de orientação das partículas com predominância de ligações face-face e face-borda para os solos temperados. Os solos tropicais que apresentam características distintas dos solos temperados são intemperizados com formação de arranjos sólidos das partículas maiores fortemente aderidas podem ter alta porosidade, tornando-os mais permeáveis e com maior dificuldade de reter água no perfil.

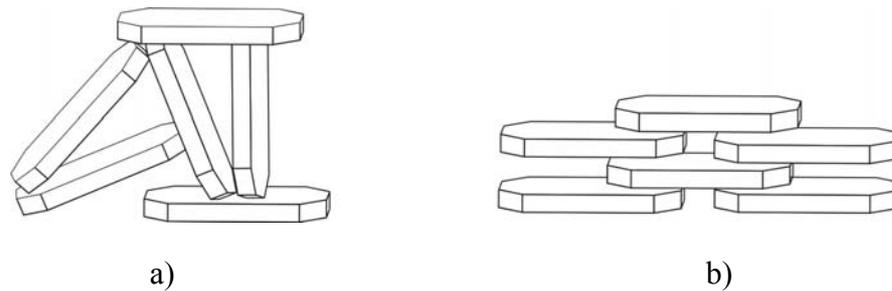
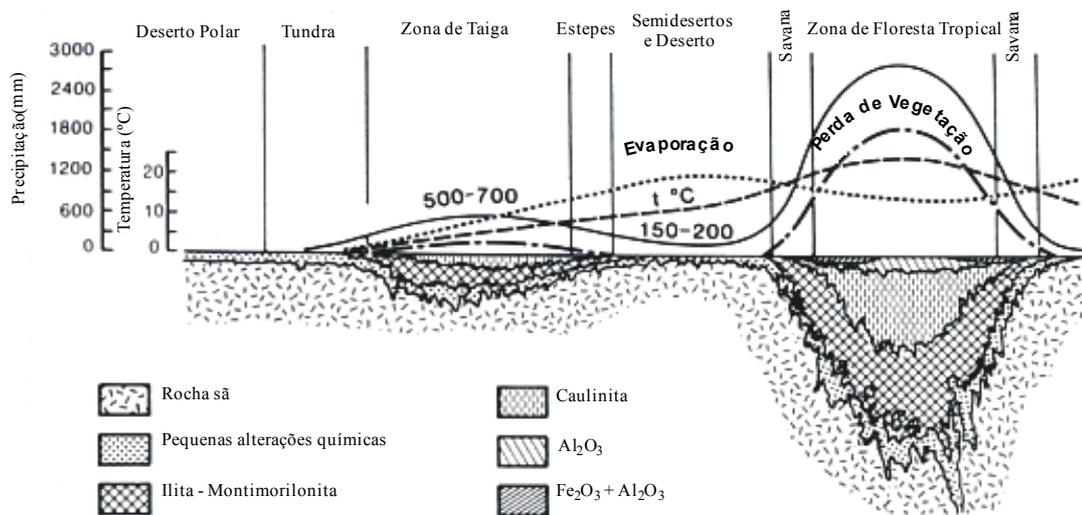


Figura 3.2 - Tipos de estrutura do solo: a) floclada e, b) dispersa, (LAMBE e WHITMAN, 1969).

A Figura 3.3 mostra o grau de intemperismo sofrido por um perfil de solo nas diversas regiões da terra, dependendo do nível de precipitação, da quantidade de vegetação existente, da variação de temperatura e do grau de evaporação. Nas regiões com grande variação de precipitação e temperatura, a Figura 3.3 mostra horizontes na superfície e profundamente intemperizados, mas em regiões de clima mais frios e com menor umidade o grau de intemperismo nesses horizontes são bem menores. A Figura 3.3d destaca a região de florestas tropicais, com alto nível de intemperismo da rocha de origem ou rocha mãe. Este intemperismo é devido à alta variação de umidade e temperatura que resulta num rápido desgaste e lixiviação dos constituintes do solo. Uma característica importante dos solos tropicais lateríticos é a alta concentração de alumínio ou ferro em relação aos demais constituintes do solo.

De acordo com a Figura 3.3 o grau de intemperismo é mínimo nas regiões desérticas e nos pólos, ao contrário das regiões de grandes variações pluviométricas e de grande variação de temperatura, que afeta todos os minerais alteráveis ao mesmo tempo em que alguns desaparecem dando lugar a produtos secundários neoformados. Para Toledo et al.(2000), a temperatura desempenha um papel duplo, condicionando a ação da água: ao mesmo tempo em que acelera as reações químicas, aumenta a evaporação, diminuindo a quantidade de água disponível para a lixiviação dos produtos solúveis. A cada 10°C de aumento na temperatura, a velocidade das reações químicas aumenta de duas a três vezes.



Ordem de Solos	a) Solos Árticos	b) Podzols e solos ferruginosos	c) Solos Desérticos (solos áridos)	d) Solos lateríticos
Comentários Gerais do Processo	Umidade e temperatura, ambas diminuem para o norte: o intemperismo e a decomposição da matéria orgânica são processos lentos a baixa precipitação (desertos polares) ou em solos permanentemente congelados (tundras). Estes processos inibem a lixiviação dos constituintes móveis.	Altas precipitações promovem alta lixiviação; baixa temperatura resulta na lenta decomposição da matéria orgânica e intemperismo.	Altas temperaturas contribuem com o intemperismo químico; mas a baixa umidade inibe vegetação, aumenta a matéria orgânica e a lixiviação dos constituintes móveis.	Alta umidade e temperatura resultam em rápido intemperismo e lixiviação dos constituintes móveis.

Figura 3.3 - Profundidade relativa do intemperismo e dos produtos do intemperismo influenciados por fatores ambientais a partir da linha do equador em direção à região do pólo norte. (STRAKHOV, 1967) citado por (PATIÑO, 2004).

Como os solos tropicais são mais permeáveis e com maior dificuldade de reter água no perfil, o escoamento superficial das águas pluviais é regulado pela topografia e pela cobertura vegetal. Por isso nos relevos com superfícies planas onde há uma boa incidência de chuva e boas condições de infiltração da água, a percolação ocorre em tempo suficiente para concluir as reações químicas e a lixiviação dos solúveis. Situações contrárias ocorrem em locais de boa infiltração e má condição de drenagem, menos favorável à ação do

intemperismo, pois a água fica muito tempo em contato com o solo tornando os componentes solúveis concentrados. Finalmente, em condições onde não há boa infiltração nem drenagem, como nas encostas íngremes, as partículas desagregadas são carregadas pela erosão. Silva (1995) descreve que a resistência mecânica interfere na ação do intemperismo físico, enquanto a resistência química está ligada à ação da água.

3.3- SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados são compostos por partículas minerais e em seus vazios a água ou outro líquido e ar ou gás. Como a pressão do ar (u_a) é sempre superior à pressão da água (u_w), a diferença entre as duas pressões é chamada de sucção matricial, ($u_a - u_w$), (SOUSA PINTO, 2000).

Segundo FREDLUND E RAHARDJO (1993), existe uma quarta fase que é a interface entre a água e o ar (membrana contrátil), como mostra a Figura 3.4. A fronteira entre a água e o ar não pode ser entendida apenas como um plano geométrico que divide água e ar. É sim, uma película de espessura definida.

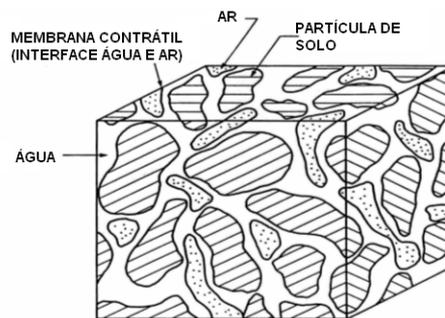


Figura 3.4 – Elemento de solo não saturado com fases de ar contínuo, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Para solos não saturados FREDLUND E RAHARDJO, 1993 consideram que:

- a. Um solo não saturado, geralmente, é chamado de um sistema composto por três fases - sólidos (partículas sólidas), água e ar;
- b. A interface de ar-água (i.e., a membrana contrátil) permite a inclusão de uma fase adicional devido a suas propriedades específicas próprias;

- c. A membrana contrátil interage de forma independente com as partículas do solo e pode promover mudanças significativas no comportamento mecânico nos solos não saturados;
- d. Membrana contrátil é apenas uma camada molecular pouco espessa, então a relação massa e volume pode ser desprezada.

Na Mecânica dos Solos é comum considerar que quando os elementos do solo não saturados estão sujeitos a gradientes de tensões as duas fases, partículas sólidas e a interface água-ar (membrana contrátil), entram em equilíbrio e as outras duas fases água e ar fluem, (FREDLUND e RAHARDJO, 1993), concordando com outros autores como TERZAGHI, 1949; LAMBE E WHITMAN, 1969, entre outros, que consideram o solo um sistema trifásico em relação à massa e ao volume de solo não saturado, pois a membrana contrátil, Figura 3.5, é pequena e sua massa pode ser fazer parte da massa da água gravitacional.

Volume total de um elemento de solo é dado pela Equação 3.1:

$$V = V_a + V_w + V_s \quad (3.1)$$

E a massa total de um elemento de solo é dada por pela Equação 3.2:

$$M = M_a + M_w + M_s \quad (3.2)$$

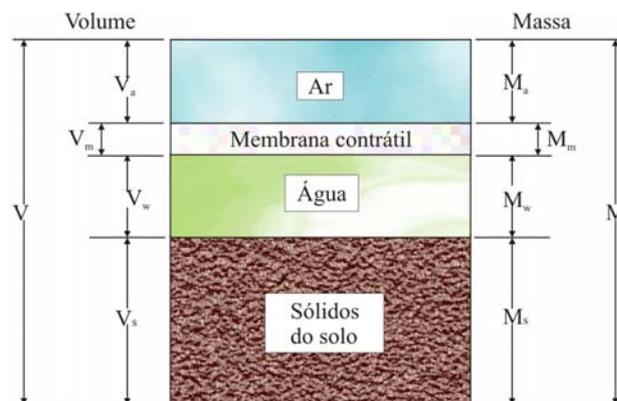


Figura 3.5 – Diagrama rigoroso e simplificado das fases dos solos não saturados, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A porcentagem de vapor de água no ar varia de um valor mínimo de $2 \times 10^{-6} \%$ até um valor máximo de 4 a 5%, (HARRISON, 1965; citado por FREDLUND e FREDLUND e

RAHARDJO, 1993). A composição do ar nos solos altera constantemente com as mudanças da atmosfera interligada com as alterações diárias de temperatura, velocidade dos ventos, infiltração de água, entre outros. Além disso, as relações água-solo afetam a composição do ar do solo devido à movimentação de água no solo.

A Figura 3.6 descreve a fase do ciclo hidrológico da água subterrânea e do solo nos interstícios da crosta terrestre. Do ponto de vista hidrológico, o manto de material imtemporizado que fica na superfície da crosta terrestre é classificado em zona de aeração ou zona não saturada. Já a zona situada abaixo do nível d'água é a chamada zona de saturação.

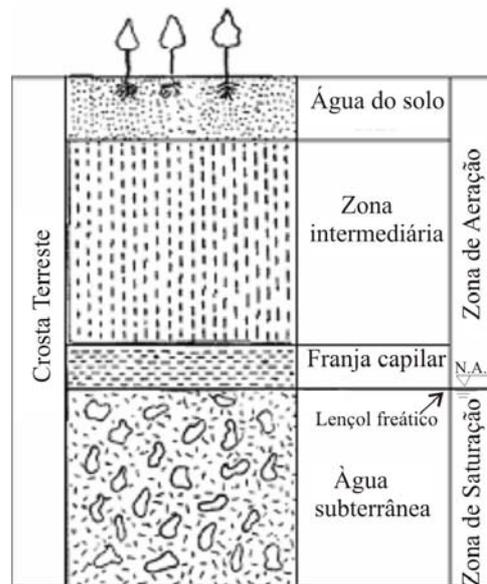


Figura 3.6 - Ocorrência de água do solo e água subterrânea na crosta terrestre, (LEE, 1980, citado por LIMA, 1996).

3.3.1- Tensão superficial

TERZAGHI (1949) já considerava que em solos de granulometria fina a água é capaz de elevar-se a uma altura considerável acima do nível da água subterrânea e permanecer lá indefinidamente. Com a intenção de esclarecer o mecanismo de ascensão capilar da água nos vazios de uma areia seca sem coesão, TERZAGHI (1949) estudou o problema em um tubo capilar esquematizado na Figura 3.7.

Considerando que a superfície externa na base do recipiente fora do tubo e o topo do tubo estão sujeitos a pressões atmosféricas e pode-se fazer o equilíbrio das forças. A somatória das forças verticais incluem o peso da água e componentes verticais da tensão

superficial ao longo da linha d'água no limite do contato com o tubo capilar. Na Figura 3.7, o símbolo F significa a componente vertical das tensões de tração e é igual ao peso. Assim tem-se:

$$F = \pi r^2 \gamma_w h_c \quad (3.3)$$

onde:

$F =$	Força capilar
$r =$	raio do elemento cilíndrico
$\gamma_w =$	peso específico da água
$h_c =$	altura do cilindro capilar

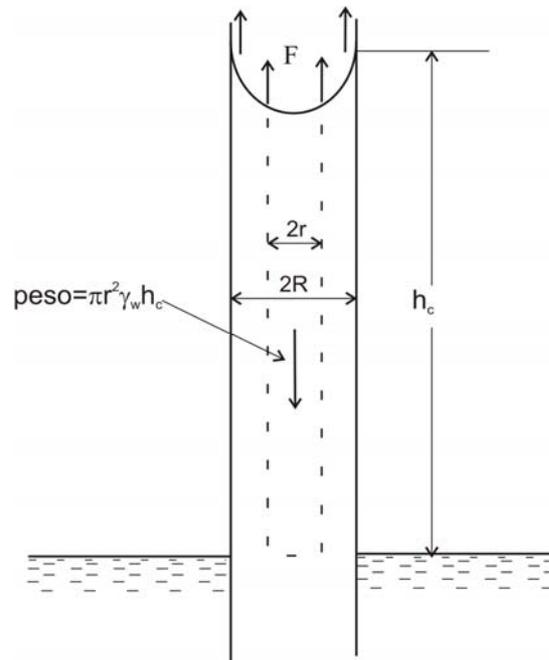


Figura 3.7 - Forças que atuam sobre a água contida num tubo capilar. (modificado de TERZAGHI, 1949).

A Figura 3.8 mostra as tensões na interface da água, chamada tensão superficial. O fenômeno da tensão superficial resulta a partir da ação das forças intermoleculares nas moléculas na membrana contrátil. Estas forças são diferentes daquelas que atuam nas moléculas no interior. A molécula no interior da água experimenta forças iguais em todas as direções. A molécula na membrana contrátil está sujeita a um conjunto de forças não equilibradas com resultante para o interior da água. Para que a membrana fique em equilíbrio

é gerada uma tensão elástica ao longo de toda a membrana contrátil (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). A Figura 3.9a mostra a molécula no interior da água e na interface água-ar.

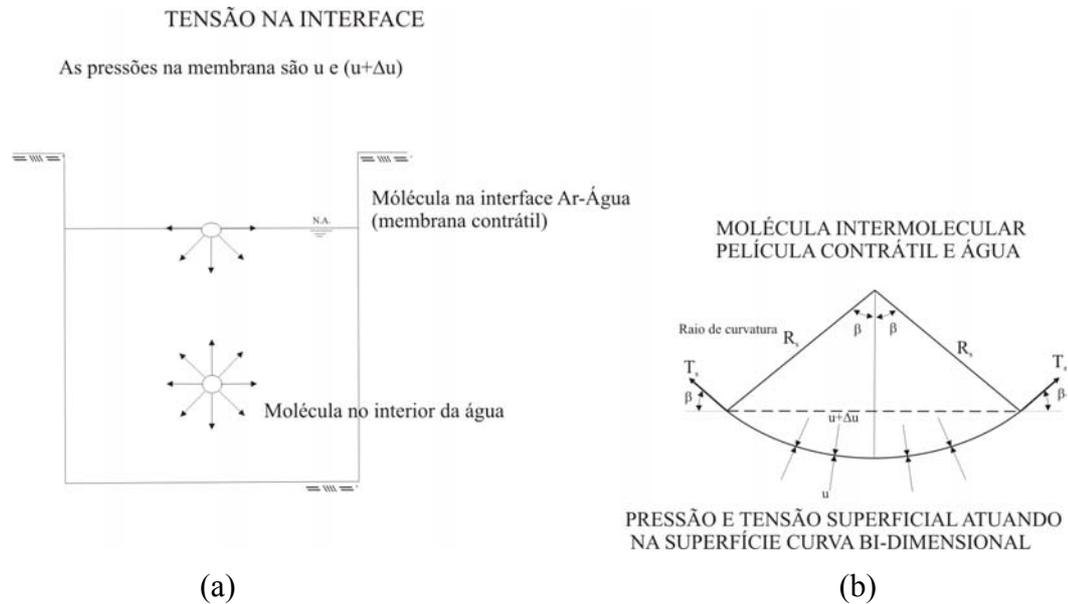


Figura 3.8 – Fenômeno da tensão superficial na interface ar-água. a) forças intermoleculares na membrana contrátil e água; b) pressão e tensão superficial agindo na superfície curva bi-dimensional, (modificado de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Equilíbrio de forças na direção vertical é dado da seguinte forma (Equações 3.4 e 3.5):

$$2T_s \text{sen}\beta = 2\Delta u R_s \text{sen}\beta \quad (3.4)$$

onde: $2R_s \text{sen}\beta$ = comprimento da membrana projetada no plano horizontal

Que conduz a:

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (3.5)$$

A Tabela 3.1 apresenta a tensão, T_s , na membrana contrátil, para diferentes temperaturas. Pode-se ver que o valor da tensão decresce com o aumento da temperatura.

Tabela 3.1 – Variação da tensão superficial da água com a temperatura.

Temperatura t° (°C)	Tensão Superficial, T_s ($\times 10^{-3}$ N/m)
0	75,70
10	74,20
15	73,50
20	72,75
25	72,00
30	71,20
40	69,60
50	67,90
60	66,20
70	64,40
80	62,60
100	58,80

Fonte: (KAYE e LABY, 1973, citados por FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

3.3.2- Sucção do solo

A Sucção do solo é geralmente chamada de estado de energia livre da água do solo (EDLEFSEN E ANDERSON 1943, citados por FREDLUND E RAHARDJO, 1993). A energia livre do solo-água pode ser medida em termos da pressão de vapor parcial do solo-água (RICHARD, 1965). A relação termodinâmica entre sucção do solo e a poropressão parcial do vapor de água é expressa pela Equação 3.6 seguinte:

$$\psi = -\frac{RT}{v_{wo} w_v} \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right) \quad (3.6)$$

onde:

- ψ = sucção do solo ou sucção total do solo (kPa);
- R = constante universal dos gases [(8,31432 J/(mol K))];
- T = temperatura absoluta [($T = 273,15 + t^{\circ}$).(K)];
- t° = temperatura (°C);

v_{wo} =	volume específico da água, igual ao inverso da densidade da água ($1/\rho_w$);
ρ_w =	densidade da água (998 kg/m^3 a 20°C);
w_w =	massa molecular do vapor de água ($18,016 \text{ kg/kmol}$);
\bar{u}_v =	poropressão parcial do vapor de água;
\bar{u}_{v0} =	pressão de saturação do vapor de água sobre uma superfície plana de água pura à mesma temperatura (kPa).

A uma temperatura de 20°C , o termo $\frac{RT}{v_{wo} w_v}$ é igual a 135,022 e o termo $\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}$ é

chamado de umidade relativa RH (%). A sucção pode ser extremamente baixa para uma umidade relativa muito alta próxima de 100%. A umidade relativa RH decresce com o aumento dos sais dissolvidos na água do solo.

Cruz (1996) considera que excluída a quantidade de água que pode sair de uma massa de solo pela gravidade, a quantidade de água restante requer uma força externa para ser retirado da massa do solo, por estar retidos por efeitos capilares. Além da tensão capilar, nos solos muito finos como as argilas a água poderá ficar retida por forças elétricas entre as partículas. Portanto, para Cruz (1996), a soma dos valores da tensão capilar com as forças elétricas resulta na ação matricial ou sucção matricial.

Numa amostra de solo, à medida que ela seca, a água esvazia os poros maiores. Os efeitos capilares aumentam com a diminuição dos raios dos meniscos formados pela água e ar entre as partículas e aumenta a ação relativa das forças elétricas. Assim, a água restante está mais aderida à partícula.

Através do aumento da pressão de ar exercida na massa do solo, a água aderida às partículas poderá iniciar o fluxo para fora da amostra. A pressão necessária para iniciar a retirada de água da amostra é uma pressão bem definida e se chama valor de entrada de ar.

Cruz (1996), em ensaios de laboratório sob condições não drenadas, constatou que o ar pode tornar-se rarefeito, indicando uma pressão negativa (abaixo da atmosférica), ou ficar comprimido, gerando uma pressão positiva. No processo de saturação de um solo, o volume do ar tende a se reduzir até o momento em que os vazios deixam de ser intercomunicantes e o ar não contínuo passa a ocorrer sob forma de bolhas. Nestas condições o ar é denominado “ar ocluso”.

A presença da água na forma de filmes e nos meniscos de forma côncava é muito mais importante nos solos argilosos e sob altas sucções matriciais, de acordo com a Figura 3.9. Nos solos granulares a adsorção é irrelevante e predominam os efeitos capilares (CRUZ, 1996).

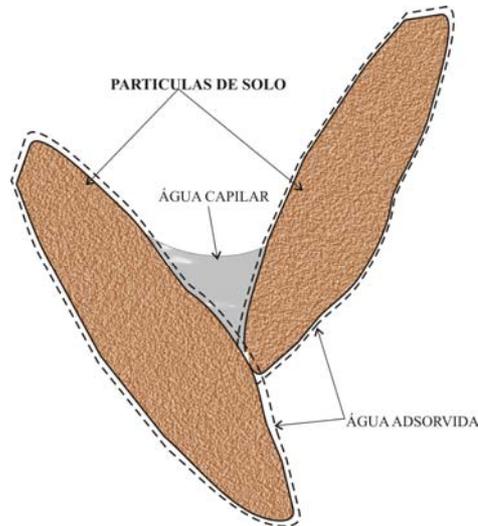


Figura 3.9 - Água de um solo não saturado sujeita à capilaridade e adsorção, que combinadas produzem um potencial matricial, (Modificado de CRUZ, 1996).

No contexto acima, segundo o raciocínio de Vaughan, (1990), citado por Cruz, (1996), “Em solos parcialmente saturados, ar e água, ocorrem em pressões diferentes devido à capilaridade”. Duas distribuições do ar podem existir: ar como uma fase fluida contínua, quando a permeabilidade é muito elevada; e ar ocluído quando este ocorre em bolhas isoladas e a permeabilidade é muito baixa. Dessa forma, quando o ar é contínuo, ele pode equilibrar-se rapidamente com as pressões atmosféricas, mesmo em solos finos, e a pressão de água acima da atmosférica, em geral, implica “ar ocluído”. Por exemplo, num aterro compactado as bolhas de ar não estão livres, e sim, confinadas dentro da estrutura do solo (Figuras 3.10a e 3.10b). Os meniscos da mesma bolha têm o mesmo raio, que é controlado pela forma como o menisco se retrai.

Numa situação transitória, como mostra a Figura 3.10b, a bolha de ar “A”, de menor tamanho, pode se tornar esférica devido a um aumento da pressão da água e a diferença de pressões ($u_a - u_w$) tende a crescer. À proporção que a pressão aumenta, a dissolução do ar na água (regida pela Lei de Henry) aumenta, e o diâmetro da bolha “A” fica ainda menor, gerando nova dissolução na água, até o momento em que ela desaparece.

Ao desaparecer, o ar dissolvido passa a circular pelo solo, até encontrar um vazio maior (bolha “B”). Como a pressão nessa outra bolha é $(u_a - u_w)$ é menor, o ar pode voltar à sua forma gasosa, incorporando-se à bolha “B”.

Segundo Fredlund e Morgenstern, (1993), num solo não saturado primeiro o ar substitui alguns poros grandes e faz com que a água flua pelos poros menores com uma maior tortuosidade na trajetória do fluxo.

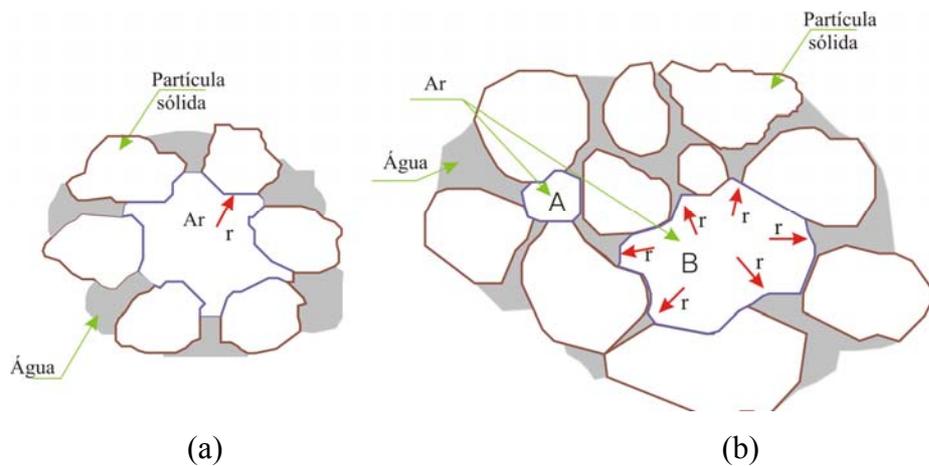


Figura 3.10 – Bolhas de ar confinadas no esqueleto do solo (Modificado de VAUGHAN, 1990, citado por CRUZ, 1996).

A quantificação da sucção nos solos é feita em termos de umidade relativa, associada à sucção total de acordo com Fredlund e Rahardjo (1993). Numericamente, a sucção total (ψ) é dada pela diferença entre a pressão do ar menos a pressão da água, somada a pressão osmótica, π , ou seja, pela Equação 3.8 tem-se:

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (3.8)$$

onde:

$(u_a - u_w)$ = sucção mátrica;

π = sucção osmótica.

O decréscimo na umidade relativa é exatamente pela presença de sais dissolvidos na fase líquida da água referida como sucção osmótica, π .

3.3.3- Curva características de água no solo

São vários os métodos para a medida da sucção, tanto em campo como em laboratório, tendo cada método suas vantagens e limitações. Na mecânica dos solos tem prevalecido a opinião de que a sucção matricial governa o comportamento mecânico e hidráulico do solo. No entanto o papel da sucção osmótica não deve ser desprezado na situação de solos expansivos ou em solos sendo percolados por soluções com íons em diversas concentrações.

Existem vários métodos para a avaliação da sucção no solo, tais como:

- a. método de previsão da curva característica a partir de curvas granulométricas (ARYA e PARIS 1981 citado por GITIRANA JR. 2006);
- b. método do Papel Filtro e a técnica de translação de eixos.

A determinação da curva característica feita em laboratório está relacionada com história de variação do teor de umidade do solo.

Por secagem, a amostra é previamente saturada e posteriormente exposta a potenciais matriciais gradualmente maiores.

Por molhagem, a amostra seca ao ar tem seu potencial matricial reduzido gradualmente, com sucessivas medidas deste potencial versus o teor de umidade de equilíbrio em cada estágio.

É mais comum a obtenção da curva pelo processo de secagem.

Muitos fatores afetam a retenção da água no solo, como a textura e mineralogia. Algumas argilas, pelas suas propriedades cristalográficas, possuem ótima capacidade de retenção de água, como as montmorilonitas, as vermiculitas e as illitas. Outras argilas como a caulinita e gibsita, já não apresetam boas propriedades de retenção de água. A matéria orgânica também apresenta boas propriedades de retenção de água.

Os principais fatores que determinam a forma da curva característica são: a distribuição granulométrica, a distribuição de tamanho dos poros, a estrutura do solo e sua mineralogia. A variação mais brusca da curva característica para solos granulares se deve ao fato de seus poros serem maiores e sob uma sucção matricial, muitos poros se esvaziam rapidamente e são poucos os poros que ainda retêm água. Já nos solos argilosos a distribuição dos poros é melhor e sob uma sucção matricial apenas uma parcela dos poros drenam. Por isso a variação da curva característica nesses solos é mais suave (RÖHM, 1997).

A histerese é o fenômeno da diferença de uma curva característica para a outra no processo de secagem ou molhagem. A utilização do processo de secagem ou molhagem para

um mesmo solo não produz curvas coincidentes. Nos solos de granulometria mais grossa as curvas obtidas pelo processo de secagem e molhagem não apresentam muita diferença, são praticamente coincidentes. Já nos solos mais finos as curvas de secagem e molhagem ficam bastante afastadas uma da outra,

O grau de saturação ou conteúdo volumétrico de água mostra histerese significativa conforme mostra a Figura 3.11. O fato das curvas por secagem e molhagem não coincidirem é atribuída a diversas causas, de acordo com Röhms, (1997). Entre elas destacam-se:

- Desuniformidade da geométrica dos poros individuais interconectados por pequenos canais;
- Influência do ângulo de contato solo-água no umedecimento do solo é maior e na fase de secagem é menor em função da rugosidade do grão e de sua mineralogia;
- Ocorrência de bolhas aprisionadas nos poros, tendendo a reduzir o teor de umidade no processo de umedecimento;
- Alterações na estrutura do solo decorrente da expansão ou contração, associadas ao ciclo de molhagem ou secagem.

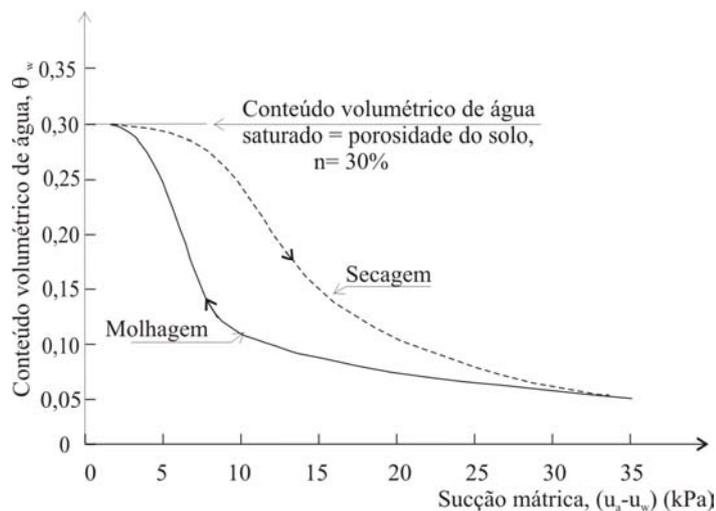


Figura 3.11 - Forma similar de Curva característica com secagem e molhagem do solo. (Modificada de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

3.4- INFILTRAÇÃO E RUNOFF

A infiltração é um processo importante para o crescimento da vegetação e abastecimento dos aquíferos superficiais e subterrâneos, com a função de manter a vazão dos cursos d'água durante a estação seca e reduzir o escoamento superficial, os efeitos das cheias

e erosões. A infiltração é um processo físico simples, mas muito dependente da variabilidade das propriedades do maciço dos solos, tornando-a um processo difícil de quantificar. A infiltração da água no solo determina o percentual de água de chuva que penetra no solo e o percentual que escoar superficialmente, *runoff* (LIMA, 1996).

Infiltração é o processo que define a entrada de água no solo. Já a movimentação da água dentro do maciço do solo é a percolação. Desta forma a infiltração é um processo de superfície (interface) e a percolação é um processo interno ao maciço do solo, mas os dois processos estão intimamente ligados já que a infiltração só pode ocorrer se houver a percolação.

Os valores da infiltração podem ser obtidos por equações empíricas ajustadas para obter dados medidos no campo. O conceito de infiltração no ciclo hidrológico foi introduzido por Horton (1933), que definiu a “capacidade de infiltração” (f_0) como sendo a taxa máxima com que um dado solo, em determinadas condições, pode absorver de água. Superada essa capacidade o excedente da precipitação se torna escoamento superficial, *runoff*.

A velocidade de infiltração ou a taxa de infiltração (I) é a velocidade média de entrada de água em um solo saturado ou não. É determinada pela quantidade de água que penetra numa unidade de área do material do solo num certo intervalo de tempo, expressa pela Equação 3.9:

$$I = \frac{V}{A \cdot \Delta t} \quad (3.9)$$

onde:

$I =$	taxa de infiltração
$V =$	volume infiltrado
$A =$	área de infiltração
$\Delta t =$	variação de tempo

Na Equação 3.9, considerando V em litros, que infiltra em uma superfície A , em m^2 , num tempo t , em horas, a unidade de I fica reduzida a mm/h.

O processo de infiltração no solo se dá pelo deslocamento da água sob a ação do seu peso próprio, vencidas a adesão e a capilaridade, movimentando até o lençol freático ou uma camada impermeável.

A Figura 3.12 registra, por coluna, cinco fases de uma chuva A, B, C, D e E. Na figura a curva pontilhada delimita a quantidade de chuva que infiltra da parcela que escoar superficialmente. Toda vez que esta capacidade for superada ocorrerá o escoamento superficial, como mostram as colunas A e E. Quando a intensidade de chuva for menor do que o valor I_c , então a infiltração ocorre a uma taxa menor, referida como “taxa real de infiltração” ou simplesmente infiltração (I).

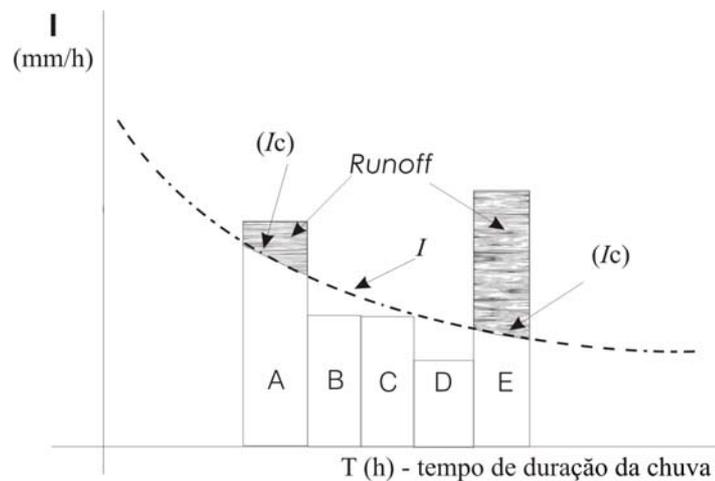


Figura 3.12 - Ilustração da taxa de infiltração (I) e da capacidade de infiltração (I_c), (modificado de LIMA1996).

De maneira geral, na condição de solo seco, a taxa de infiltração apresenta um alto valor inicial e gradativamente vai diminuindo durante uma chuva prolongada, até que atinge um valor constante de I_c (capacidade final de infiltração). A curva pontilhada da Figura 3.13, mostra a infiltração produzindo um fluxo descendente que muda o conteúdo da água (GITIRANA JR, 2005). Horton (1933) também mostrou que há uma curva limite que dá a infiltração máxima em relação ao tempo, considerando que há sempre água disponível para ser infiltrada, como mostra a Figura 3.15. Rubin et al. (1964), citados por Freeze e Cherry (1979) mostraram que a capacidade de infiltração final, nas curvas de Horton, é numericamente equivalente ao coeficiente de permeabilidade do solo saturado, k_{sat}^w , Figura 3.13.

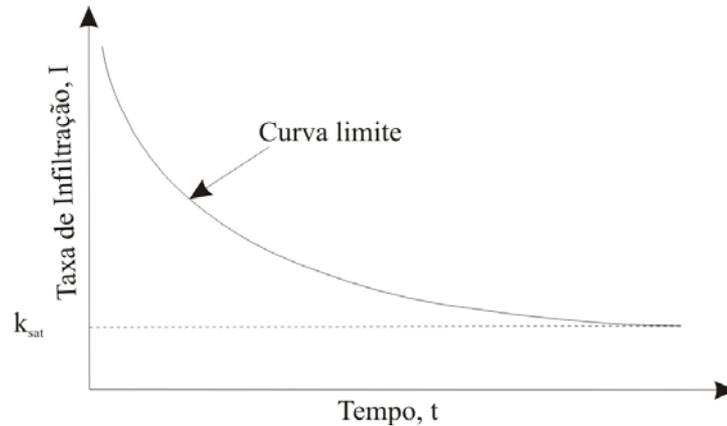


Figura 3.13 - Taxa de infiltração versus tempo, (Modificado de GITIRANA JR., 2005).

Nos solos, o movimento da água e ar se dão em função das variações do potencial total do fluido no solo. Para Sousa Pinto et al. (1976), a infiltração da água no solo pode ser considerada como sendo a seqüência das três seguintes fases:

- a. Entrada de água pela superfície. Nesta fase a água está perto da superfície e parte dela pode evaporar ou ser absorvida pelas raízes das plantas;
- b. A transmissão da água através do perfil do solo cujo processo se dá pela ação do peso próprio superando a adesão e a capilaridade;
- c. A depleção ou a diminuição da capacidade de reter ou armazenar água no maciço do solo, vencidas as forças de adesão e capilaridade, o movimento da água continua e vão constituir os lençóis subterrâneos.

3.5- FLUXO DA ÁGUA E AR NO SOLO

A água que ocupa os vazios do solo e é submetida a diferenças de potenciais. A migração da água através de uma superfície do terreno, quantidade de fluxo de água (q_w), poderá ser:

- a. $q_w = 0$, se as moléculas se encontram em equilíbrio, mesma carga hidráulica e não tem fluxo, posição 1 na Figura 3.14;
- b. $q_w > 0$, se ocorre o fluxo de evaporação, posição 2 na Figura 3.14;
- c. $q_w < 0$, o fluxo é de infiltração, posição 3 na Figura 3.14.

As três condições acima poderão acontecer na zona não saturada do solo, dependendo do lençol freático. As diferentes condições de fluxo da água permitem entender melhor os perfis de carga hidráulica na massa do solo, Figura 3.14.

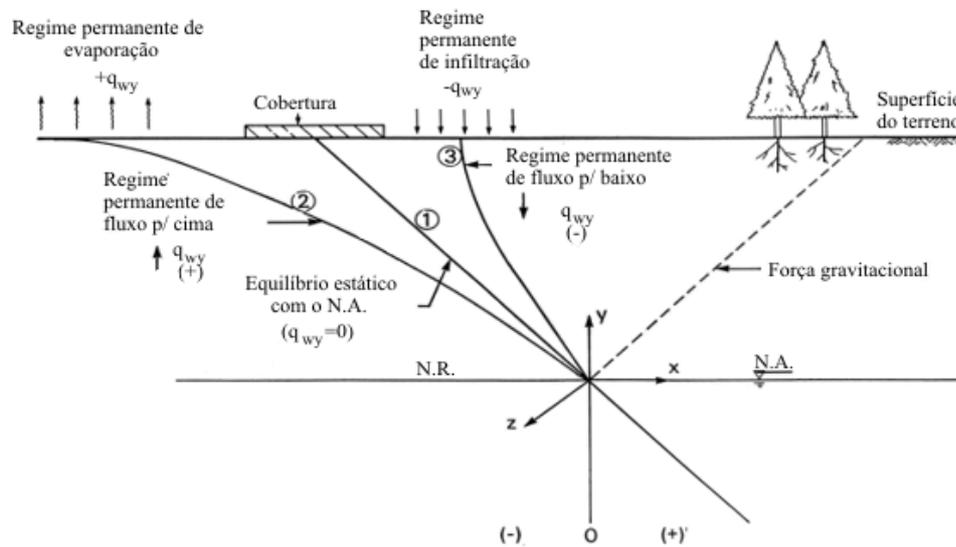


Figura 3.14 – Distribuição da carga de poropressão, (Modificada de FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A Figura 3.15a mostra um perfil de solo inundado com o avanço da frente de molhagem e a Figura 3.15b mostra as zonas de saturação, transmissão, umedecimento delimitando a frente úmida. Essa figura apresenta a evolução do perfil de umidade em um solo natural sujeito a infiltração. Em solos naturais o fenômeno da infiltração pode ser ainda mais complexo se diversos horizontes tiverem texturas e estruturas diferenciadas, apresentando comportamento hidráulico diferentes.

Numa análise do perfil tem-se:

- Zona de saturação – é pouco espessa e está saturada, $S = 1$;
- Zona de transição – sofre uma redução da umidade w com a profundidade e condutividade hidráulica k variável;
- Zona de transmissão – a condutividade é constante e pode sofrer um aumento da umidade, na fronteira superior, dado ao avanço da frente de molhagem;
- Zona de umedecimento – decresce a umidade e a condutividade.

A chamada linha de frente úmida, frente de molhagem ou ainda frente de umedecimento é o limite visível da movimentação da água no solo, na qual existe elevado gradiente hidráulico devido à variação abrupta da umidade, sendo este mais acentuado com

solos inicialmente muito seco. Esta linha delimita a região umedecida da região seca (BRANDÃO, SILVA E PRUSKI, 2004).

Cedergren (1977), afirmou que sempre que uma zona de saturação move no solo, existe uma franja ao longo da qual o solo está mudando de um estado úmido ou seco para um estado saturado ou de um estado saturado para um estado não saturado. Dentro da zona de saturação a condição da continuidade do fluxo é satisfeita para o fluxo transiente.

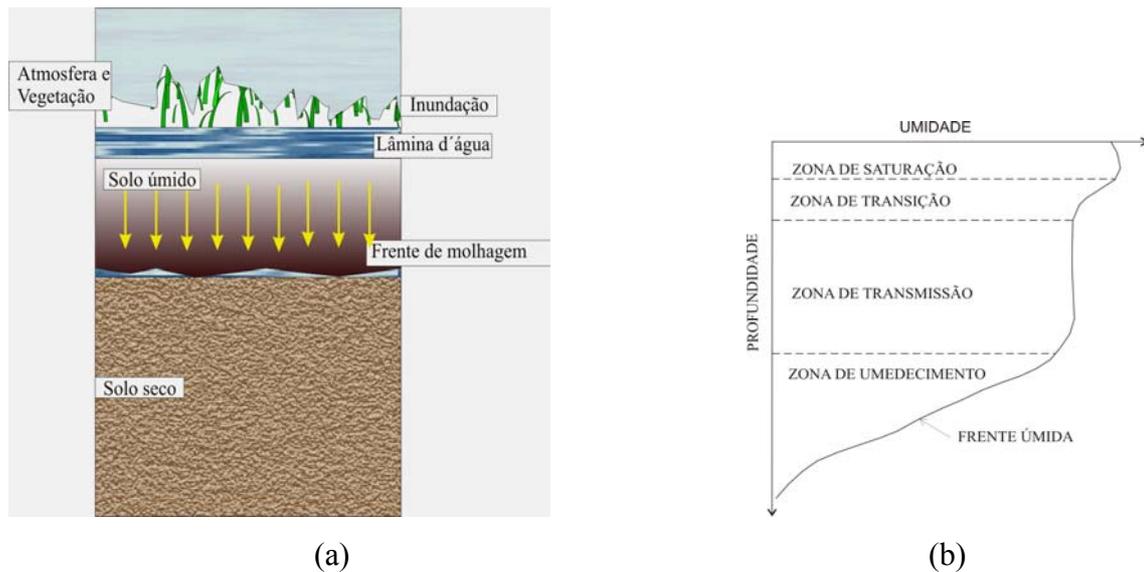


Figura 3.15 – a) Perfil de frente de molhagem ou frente de molhagem; b) Perfil de infiltração, (modificado de BRANDÃO, SILVA E PRUSKI, 2004).

3.6- FATORES QUE INFLUENCIAM NA CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DOS SOLOS

Nesta seção serão tratados os fatores que influenciam na capacidade de infiltração dos solos em função de suas características, da cobertura vegetal e manuseio, relevo, topografia e condutividade hidráulica e permeabilidade.

3.6.1- Características do solo

O clima, topografia, vegetação e tipo de rocha de origem determinam o tipo de solo. Os solos tropicais são mais intemperizados por estarem sujeitos a altas temperaturas e

elevadas precipitações pluviométricas. Em regiões mais frias, os solos são menos intemperizados.

A infiltração nos solos é influenciada pelas características do solo e do fluido permeante. Por exemplo, chuvas com água túrbidas com concentração elevada de material sólido podem fazer o tamponamento dos poros prejudicando a infiltração, se comparada com a água cristalina (CEDERGREN, 1977).

Para Cedergren (1977), a permeabilidade do solo varia significativamente com o tamanho dos grãos e é extremamente sensível à quantidade, característica e distribuição da fração de finos. A textura e estrutura do solo influenciam expressivamente a movimentação da água no solo visto que são estes parâmetros que determinam a quantidade de macroporos existentes no perfil do solo. Assim, os solos de textura grossa apresentam maiores condutividade hidráulica do que os solos de textura fina como nas argilas.

Os solos argilosos bem estruturados, ou com estrutura estável, podem mostrar maiores taxas de infiltração do que os solos com estrutura instável que podem desagregar quando submetidos à umidade ou a algum agente desagregador (BRANDÃO, SILVA e PRUSKI, 2003).

Solos mais intemperizados são caracterizados pela presença de óxidos de ferro e alumínio em relação às argilas silicatadas. Assim, em diversos trabalhos realizados em solos formados sob condições de clima tropical, como é freqüente no cerrado brasileiro, tem sido demonstrado que mesmo solos com altos teores de argila podem ter elevadas taxas de infiltração, o que é justificado pelo alto grau de desenvolvimento da estrutura destes. Portanto, para as condições brasileiras, a estrutura do solo pode exercer influência muito mais expressiva na taxa de infiltração do que a textura (BRANDÃO, SILVA e PRUSKI, 2003).

Para as areias com boa condutividade hidráulica o deslocamento da frente de umedecimento pode ser retardado em função de sua baixa condutividade hidráulica sob condições não saturadas (PRUSKI et al., 1997, citados por BRANDÃO, SILVA E PRUSKI, 2003).

A respeito da capacidade de armazenamento de água no solo, estão envolvidas a porosidade, a profundidade e a quantidade de água antecedente. Por sua vez, a porosidade depende de fatores como textura, estrutura, teor de matéria orgânica, entre outros.

A penetração da água no solo pode ser prejudicada pelo deslocamento e rearranjo e orientação das partículas de solo provocando entupimento dos poros, diferenças nos horizontes (estratificação) do solo, por orientação das partículas, o intemperismo predominantemente nas camadas superiores do perfil, além da formação de crostas

superficiais no solo pelo impacto das gotas de água de chuva que cai na superfície. O arranjo das partículas de solo pode influenciar a permeabilidade de dois modos importantes: pela ordenação ou estratificação das partículas; pela orientação das partículas e rolamento de uma partícula sobre a outra ou pela grande dispersão dos finos (CIDERGREN, 1977).

Freeze e Cherry (1979) citam que para descrever a natureza da condutividade hidráulica numa formação geológica é necessário conhecer a heterogeneidade e a anisotropia. Uma causa primária de anisotropia numa pequena escala é a orientação dos minerais de argila em rochas sedimentares e sedimentos não consolidados. Amostra de xisto argiloso raramente mostra uma relação de anisotropia horizontal para vertical maior que 10:1, (sendo usual normalmente menos que 3:1).

A permeabilidade vertical do solo é bastante sensível à compactação e ao processo de adensamento das camadas do solo. A compactação de uma camada para uma construção poderá proporcionar uma redução sensível na permeabilidade vertical, conduzindo a camada do solo a uma situação de solo homogêneo e anisotrópico.

3.6.2- Cobertura vegetal e manuseio do solo

A cobertura do solo poderá favorecer ou prejudicar a infiltração da água no solo. Algumas vegetações possuem um sistema radicular que melhor favorece a absorção da água através das raízes que produzem macroporos. Por outro lado, o manejo dos solos tende a melhorar a capacidade de infiltração do solo. No entanto, se esse procedimento for inadequado ou se a camada de cobertura vegetal for retirada podem deixar a superfície sujeita ao encrustamento resultante do impacto de gotas de chuva ou ressecamento, impedindo a infiltração.

Segundo Beven (2004), Horton (1933) afirmou que enquanto a temperatura é certamente um fator, os fatores biológicos são a causa principal do ciclo sazonal da capacidade de infiltração. No caso de solos cultivados há um aumento marcante na capacidade de infiltração imediatamente após o plantio. Uma elevação marcante na capacidade de infiltração também acontece na estação da primavera quando minhocas, formigas, besouros e outros animais da fauna terrestre ficam ativos. Uma diminuição marcante de capacidade de infiltração acontece no outono, tempo em que a fauna fica dormente. Estas duas causas enumeradas são os principais fatores dentro da variação sazonal e é indicada pelo extensivo alcance de capacidade de infiltração, através da formação de macroporos em determinadas estações do ano.

A Figura 3.16a, mostra o desenho manuscrito de Horton (1933), analisando o movimento do ar e da água no solo relacionado com as características da superfície do solo e a presença de macroporos. A Figura 3.16b mostra o preenchimento de um macroporo com material de textura diferente do solo local, textura visivelmente mais solta. O corpo de prova da figura foi retirado de amostra indeformada do campo onde foi realizada essa pesquisa. O diâmetro do corpo de prova é de 5,0cm e do poro aproximadamente de 0,5cm.



(a)



(b)

Figura 3.16 - a) Comportamento da água e ar em presença de um macroporo (Manuscrito de HORTON, 1933 citado por BEVEN, 2004); b) Macroporo preenchido com solo de textura diferente.

3.6.3- Ação do relevo e topografia

O relevo tem importância decisiva na formação do solo, influenciando na variação de temperatura, precipitação pluviométrica, ventos e drenagem. O relevo pode determinar a espessura do solo que geralmente decresce com maiores declividade.

As Figuras 3.18a-c mostram a interação entre relevo e infiltração de água, onde a dinâmica hídrica condiciona a formação dos solos, (OLIVEIRA, 1972, citado por SILVA, 1996). A Figura 3.17a apresenta relevo movimentado onde as águas de precipitação encontram condições adequadas para drenar externamente e também infiltrar no solo. As Superfícies suavemente onduladas permitem o escoamento superficial menos veloz, aumentando a possibilidade de infiltração.

Os relevos fortemente movimentados, Figura 3.17b, com regiões de topografia acidentadas estão sujeitas ao processo intenso de erosão, com maior remoção de partículas e maior movimentação de água. Isso conduz a menor infiltração e maior demora na formação do solo. De modo geral, declives acentuados favorecem o escoamento superficial direto,

diminuindo a infiltração. Nos relevos deprimidos, Figura 3.17c, com pequenos ressaltos topográficos, há acúmulo de água nas depressões.

Terrenos planos, suaves e ondulados, apresentam declives inferiores a 8%, e apresenta boa conservação do solo. Os terrenos moderadamente ondulados e ondulados possuem declives de 8% a 13% e 13% a 20%, respectivamente. Os terrenos com declives acima de 8% estão sujeitos à erosão, na classificação dos solos para uso em agronomia.

3.6.4- Condutividade hidráulica e permeabilidade

A condutividade hidráulica e curva característica do solo determinam as propriedades hidráulicas do solo. A condutividade hidráulica determina a capacidade de transmitir água e a curva característica determina a capacidade de armazenar água no solo.

Em um solo saturado que perde água até transformar-se em um solo não saturado, e que continua a diminuir seu grau de saturação, o ar vai progressivamente substituindo a água dos poros. Durante este processo de perda de umidade, pode ocorrer também a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica ou a permeabilidade do solo.

Para Röhlm (1997) os principais fatores que geram a perda da capacidade de transmitir a água são:

- a) Área total para o fluxo da água decresce com a diminuição da quantidade de poros cheios de água, porque o ar passa a ocupar o lugar da água e obstrui sua trajetória original;
- b) O esvaziamento dos poros avança dos maiores para os menores, acarretando uma diminuição da condutividade hidráulica porque o fluxo da água, segundo a equação de Poiseuille para fluxos laminares em tubos capilares, é diretamente proporcional ao quadrado do raio do tubo;
- c) Com o enchimento dos poros de ar, aumenta a quantidade de água que fica isolada e descontínua em diversos poros do solo, dificultando o fluxo da água como líquido.

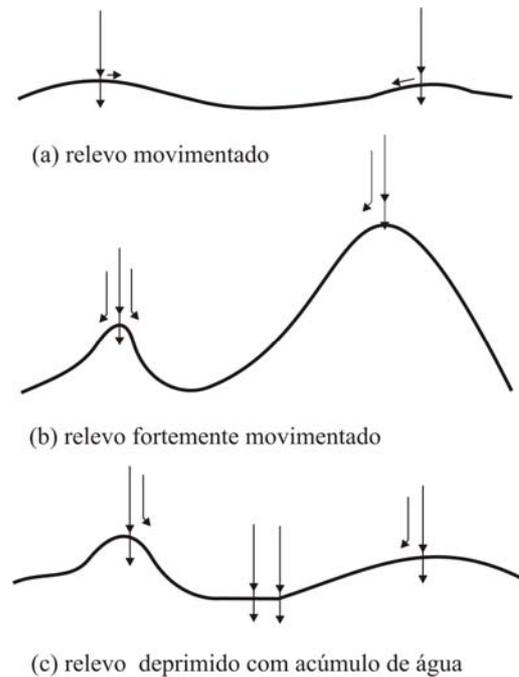


Figura 3.17 – Relação relevo drenagem e infiltração em: a) relevo movimentado; b) relevo fortemente movimentado e c) relevo deprimido, (modificado de SILVA, 1995).

3.7- ENSAIOS DE CAMPO

A permeabilidade de um solo pode ser obtida em laboratório ou através dos ensaios de campo. A determinação da permeabilidade do solo por ensaios de campo é menos precisa do que pelos ensaios de laboratório. Apesar disso, o ensaio de campo é realizado sob condições reais do solo levando em conta suas características geológicas e a sazonalidade que é fator determinante dos resultados.

A Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE (1996) desenvolveu uma série de estudos e estabeleceu diretrizes para a padronização e interpretação dos resultados dos ensaios de permeabilidade de um solo natural.

3.7.1- Permeabilidade

A ABGE (1996) sugere um método de interpretação do rebaixamento do nível d'água nas estruturas tipo poços de infiltração com geometria semelhante à apresentada na Figura 3.18. O poço de infiltração é representado por um tubo cilíndrico de raio r , altura da

lâmina d'água na estrutura, h e o rebaixamento da lâmina d'água, Δh , em um tempo igual a Δt para um nível de lençol freático conhecido.

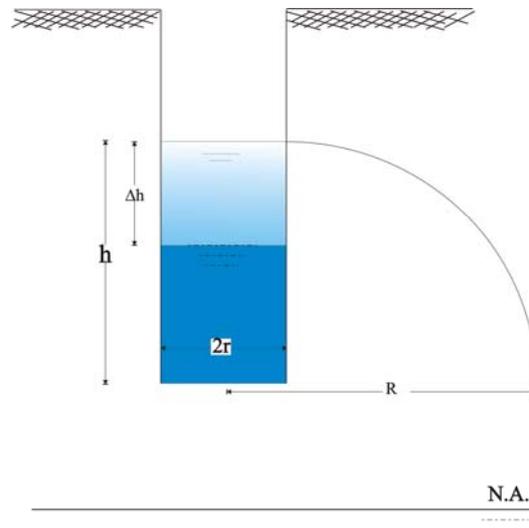


Figura 3.18 – Estrutura modelo para o ensaio de rebaixamento do nível d'água.

A partir da Figura 3.18, a determinação de k é feita de acordo com a Equação 3.10:

$$k = \frac{\Delta h}{\Delta t} \times \left(\frac{r}{R} \right)^2 \quad (3.10)$$

onde:

- k = permeabilidade do solo;
- Δh = variação da altura da lâmina d'água na estrutura, em metros;
- Δt = intervalo de tempo para medida da variação do nível d'água, em segundo;
- r = raio do poço de infiltração;
- R = raio de influência do escoamento que se faz do centro do furo, na altura do nível d'água inicial ($t = 0$).

A relação entre R e h é dada pela Equação 3.11:

$$R^2 + R - h = 0 \quad (3.11)$$

Oliveira e Corrêa Filho (1996) comenta que segundo Rodio S.A. (1960) a essa relação, Equação 3.11, evidencia que quanto menor for o rebaixamento, menor será a variação de R e mais válida será a aplicação da fórmula.

3.7.2- Infiltração

Num intervalo de tempo qualquer, à medida que a água infiltra o nível d'água no poço abaixa e a área disponível para infiltração reduz. A Equação 3.12 e a Figura 3.19, mostram como calcular a área de infiltração que varia a cada instante com a redução de H e aumento de $Z_{médio}$, sendo:

$$Z_{médio} = (Z_1 + Z_2) / 2 \quad (3.12)$$

onde:

$Z_1 =$ é a altura de secagem num tempo inicial;

$Z_2 =$ é a altura de secagem em um tempo final

A área de infiltração corresponde à área das paredes verticais das estruturas mais a área do fundo, de acordo com a Equação 3.13 a seguir:

$$A = 2\pi.r(H - Z_{méd}) + \pi r^2 \quad (3.13)$$

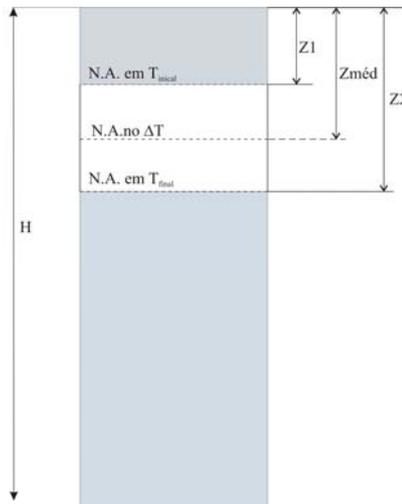


Figura 3.19 – Determinação da área de infiltração no poço.

A taxa de infiltração I é calculada através da relação do volume infiltrado pela área de infiltração da estrutura, em relação ao tempo acumulado é dada pela Equação 3.14

A taxa de infiltração (I) em cada estrutura é calculada pela Equação 3.14 e o resultado expresso em $\text{m}^3/\text{m}^2 \times \text{seg}$:

$$I = \frac{V}{A \times \Delta t} \quad (3.14)$$

onde:

$V =$ volume em m^3 ;

$A =$ área de infiltração;

$\Delta t =$ intervalo de tempo para medir a variação do nível d'água na estrutura.

3.8- MODELAGEM DE FLUXO

Esta seção apresenta os conceitos que regem o fluxo, as leis constitutivas para o fluxo de água em solos não saturados, a interação solo-atmosfera e equação diferencial parcial para o fluxo de água

3.8.1- Leis e conceitos que regem o fluxo

As leis que regem o fluxo nos solos não saturados são expressas por equações diferenciais parciais. É considerado o conjunto de hipóteses a seguir:

- a. As fases do solo são descritas baseadas na mecânica do contínuo;
- b. O ar nos poros do solo e todos os outros gases são ideais;
- c. É observado o equilíbrio termodinâmico entre a água líquida e vapor d'água local;
- d. São desprezíveis os gradientes de pressão atmosférica.

As hipóteses simplificadoras seguintes, embora imponham um limite à aplicabilidade das equações e teorias desenvolvidas, são válidas na maioria das situações práticas:

- a. A água líquida e as partículas são consideradas incompressíveis a exemplo do estudo do adensamento;
- b. Gradientes de sucção osmótica são desprezíveis;
- c. A temperatura da água do solo está sempre abaixo do ponto de ebulição e acima do ponto de solidificação.

Estas hipóteses simplificadoras podem não atender a certas condições como a compressibilidade da água na análise de fluxo de aquíferos extensos, em condições de degelo e congelamento, condições relevantes em climas temperados.

Em outras situações práticas ainda podem ser aplicadas hipóteses simplificadoras adicionais:

- a. A fase ar pode ser considerada em permanente contato com a atmosfera;
- b. A dissolução de ar na água líquida pode ser desprezada;
- c. Mudança de volume total pode ser desprezada.

Outras hipóteses secundárias poderão ser utilizadas para o desenvolvimento das teorias de fluxo em solos não saturados e serão descritas sempre que necessário.

3.8.1.1- Variáveis de tensão

As variáveis de estado de tensão devem acomodar as características de um contínuo multi-fásico. Fredlund e Morgensten, (1997), citados por Gitirana Jr. (2006), apresentaram justificativas teóricas e experimentais para a utilização de duas variáveis de estado de tensão, que proporcionaram o desenvolvimento de teorias confiáveis que permitem hoje a análise de problemas práticos que envolvem os solos não saturados.

As variáveis de estado de tensão para solos não saturados são formadas pela combinação da tensão total (σ), a poropressão de ar (u_a), e poropressão de água (u_w) que determinam: tensão líquida ($\sigma - u_a$) e sucção matricial ($u_a - u_w$). Os tensores correspondentes às duas variáveis de tensões independentes, são as seguintes como descreve a Equação 3.15:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x - u_a & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - u_a & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z - u_a \end{bmatrix} \text{ e } \begin{bmatrix} u_a - u_w & 0 & 0 \\ 0 & u_a - u_w & 0 \\ 0 & 0 & u_a - u_w \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

onde:

σ_i = tensão normal agindo no plano i e na direção i ;

τ_{ij} = tensão cisalhante agindo no plano i e na direção j .

Para a condição de solo saturado, onde $u_a = u_w$, as tensões líquidas e sucção matricial se tornam uma única variável de tensão, a tensão efetiva. Isto torna esta abordagem consistente com as teorias tradicionais aceitas para solos saturados (TERZAGHI, 1943).

3.8.1.2- Conservação de massa de água

Para estabelecer as teorias de fluxo em solos não saturados duas leis fundamentais, geralmente são utilizadas: a conservação de massa e de energia. As equações diferenciais que regem a conservação de massa de água, massa de ar e energia térmica (calor), são desenvolvidas considerando um elemento de solo infinitesimal como representado na Figura 3.20.

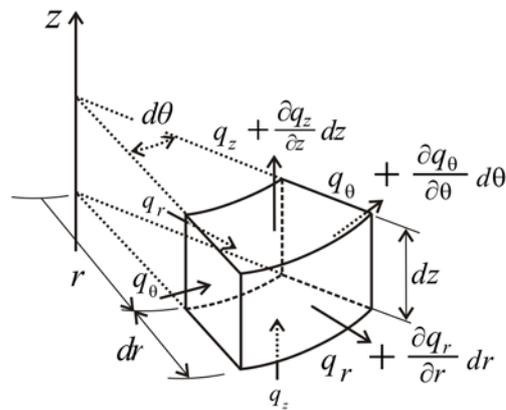


Figura 3.20 – Elemento infinitesimal de solo e componentes de fluxo, q , nas faces.

As equações de conservação são obtidas pela diferença entre as taxas de fluxo que entram e saem do elemento do solo, igualando à taxa de mudança de quantidade de massa e calor armazenados no elemento de solo. A Equação 3.16 a seguir é obtida considerando coordenadas cilíndricas e a condição axis-simétrica, (GITIRANA JR, 2006):

$$-\frac{\partial q_r^w}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial q_r^w}{\partial r} - \frac{\partial q_z^w}{\partial z} = \frac{1}{V_0} \frac{\partial M_w}{\partial t} \quad (\text{conservação de massa de água}) \quad (3.16)$$

onde:

$q_i^w =$ taxa de fluxo de massa de água na direção i através de uma seção unitária de solo;

$q_i^w =$	$\rho_w v_i^w$;
$\rho_w =$	densidade da água, $\approx 1000 \text{ kg/m}^3$;
$v_i^w =$	taxa de fluxo de volume de água na direção i através de uma seção unitária de solo;
$V_0 =$	volume de referência, em relação aos eixos x , y e z ;
$M_w =$	massa de água armazenada no elemento de solo infinitesimal;
$t =$	tempo;

A taxa de fluxo total de água, v^w , é uma medida macroscópica de taxa de fluxo através do solo. A velocidade de fluxo real para um solo saturado pode ser obtida dividindo v^w pela porosidade do solo. A taxa de fluxo total pode ainda ser dividida em fluxo de água líquida e fluxo de vapor de água, como será visto à frente.

3.8.2- Leis constitutivas para o fluxo de água em solos não saturados

A modelagem do fluxo em solos não saturados é baseada em relações constitutivas para as taxa de fluxo de água. Estas relações devem ser combinadas com as leis de conservação para produzir soluções determináveis.

As relações constitutivas geralmente são estabelecidas com base na observação de fenômenos das relações entre as variáveis de estado. Estas relações para solos não saturados são definidas por meio de propriedades não-lineares, dependentes do estado de tensão e da sucção matricial.

3.8.2.1- Mudança de volume da fase água

Para Gitirana Jr. (2006), a relação constitutiva para a quantidade de água armazenada no solo é dada em volume. A compressibilidade da água é desprezível. As mudanças de volume de água armazenado nos poros do solo podem ser escritas como função de coeficiente de compressibilidade, m_1^w e m_2^w , ou módulos E_w e H_w , da seguinte forma (Equação 3.19):

$$\frac{dV_w^w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_{\text{média}} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) = \frac{3}{E_w} d(\sigma_{\text{média}} - u_a) + \frac{1}{H_w} d(u_a - u_w) \quad (3.19)$$

Os valores de m_1^w e de m_2^w são dados pelas Equações 3.20 e 3.21, seguintes:

$$m_1^w = \frac{S}{1+e} \frac{de}{d(\sigma_{méd} - u_a)} + \frac{e}{1+e} \frac{dS}{d(\sigma_{méd} - u_a)} \quad (3.20)$$

$$m_2^w = \frac{S}{1+e} \frac{de}{d(u_a - u_w)} + \frac{e}{1+e} \frac{dS}{d(u_a - u_w)} \quad (3.21)$$

onde:

$S =$ grau de saturação dado em função de $\sigma_{méd}$ e $(u_a - u_w)$;

$e =$ índice de vazios dado em função de $\sigma_{méd}$ e $(u_a - u_w)$;

$(\sigma_{méd} - u_a) =$ tensão líquida média;

$E_w =$ $\frac{3}{m_1^w}$;

$H_w =$ $\frac{1}{m_2^w}$.

A Equação 3.20 é baseada na hipótese que as mudanças no volume de água armazenada dependem das mudanças no estado de tensão, definido pelas duas variáveis independentes. A utilização e superfícies de estado, funções tridimensionais dependentes de $(\sigma_{méd} - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ para o índice de vazios e grau de saturação, conduz a um método eficiente para a obtenção dos módulos E_w e H_w . A superfície de estado de armazenagem de água, quando representada apenas como função de sucção matricial, é conhecida como curva característica.

3.8.2.2- Leis de fluxo de água líquida

A taxa de fluxo de água líquida no solo não saturado pode ser descrita utilizando uma generalização da lei de Darcy, onde o potencial é a carga hidráulica e a condutividade hidráulica variam com a sucção matricial, $(u_a - u_w)$. A lei de Darcy generalizada pode ser descrita conforme mostra a Equação 3.31:

$$v_y^w = -k^w \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.31)$$

onde:

$$\begin{aligned}
v_y^w &= && \text{taxa de fluxo de água líquida na direção } y \text{ através de uma seção de solo} \\
&&& \text{unitária sob um gradiente de carga hidráulica;} \\
k^w &= && \text{condutividade hidráulica, função de } (u_a - u_w); \\
h &= && \text{carga hidráulica;} \\
h &= \frac{u_w}{\gamma_w} + y && (3.32); \\
y &= && \text{elevação.}
\end{aligned}$$

3.8.3.- A interação solo-atmosfera

As equações diferenciais parciais que governam a conservação de massa e calor em solos não saturados requerem condições de fronteira especiais para a representação da interação entre o solo de superfície e a atmosfera. As condições de fronteira solo-atmosfera são relevantes quando se considera a aplicação da teoria de fluxo em solos não saturados a problemas de erosão, onde se procura entender é a resposta do solo superficial às condições atmosféricas.

O fluxo total de água na interface solo-atmosfera é função da precipitação, evaporação real, *runoff*, das condições de poropressão na superfície do solo e das condições e propriedades de fluxo internas do solo. Já o fluxo de ar depende principalmente, da resposta do solo em termos de fluxo de água, pois é a parcela não preenchida por água que permitirá o fluxo de ar.

3.8.4.- Equação diferencial parcial para o fluxo de água

A equação diferencial parcial que rege o fluxo de água numa condição axi-simétrica, desenvolvida por Gitirana Jr. (2007) é apresentada na Equação 3.33 a seguir:

$$\frac{\partial}{\partial r} \left[k_r^w \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + z \right) \right] + \frac{k_r^w}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + z \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z^w \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + z \right) \right] = m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad (3.33)$$

Onde:

$$\begin{aligned}
r &= && \text{raio} \\
z &= && \text{profundidade}
\end{aligned}$$

Capítulo 4

MATERIAIS E MÉTODOS

4.1- INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta o campo experimental sua localização e as estruturas de infiltração construídas para o estudo da capacidade de infiltração e dos parâmetros necessários à análise do desempenho das mesmas. Serão descritos os procedimentos de ensaio dos poços, em cada etapa, os ensaios de laboratório e os ensaios especiais, executados nas amostras coletadas.

4.2- LOCALIZAÇÃO, DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DA ÁREA DE PESQUISA

O campo experimental para a Pesquisa de Infiltração foi implantado em área de 225 m², no Condomínio Alto da Boa Vista, na região metropolitana de Goiânia. O campo experimental foi cedido à Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás pelas empresas que administram o condomínio que também financiou parte da pesquisa. A localização do campo experimental é mostrada na Figura 4.1.

O local onde o campo da pesquisa foi implantado está numa região de rochas metamórficas proterozóicas e depósitos quaternários. A região é caracterizada por latossolo, terreno plano com declividade de aproximadamente 10% (ROMÃO et al., 2006). Solo com textura argilosa apresenta 50% de argila nas camadas superiores e 20% nas camadas inferiores. É comum a presença de laterita e solo bastante concrecionado. A área encontra-se a aproximadamente a 742m acima do nível médio do mar. O clima é tropical úmido, com estação bem definida, sendo uma chuvosa entre outubro e março registrando chuvas torrenciais, com maior intensidade pluviométrica entre dezembro e março e a outra estação seca, de abril a setembro. A média anual de precipitação da região é 1500mm. O regime pluviométrico caracteriza-se por chuvas máximas mensais de 260mm nos meses de verão e mínimas inferiores a 8mm nos meses de inverno. As médias anuais de temperatura para

Goiânia variam entre 27 a 30° para a máxima; 21 a 24° para a média e de 15 a 18° para a mínima e umidade relativa de 70 a 80% para estação chuvosa de acordo com dados do INMET registrados entre o período de 1931 a 1990.

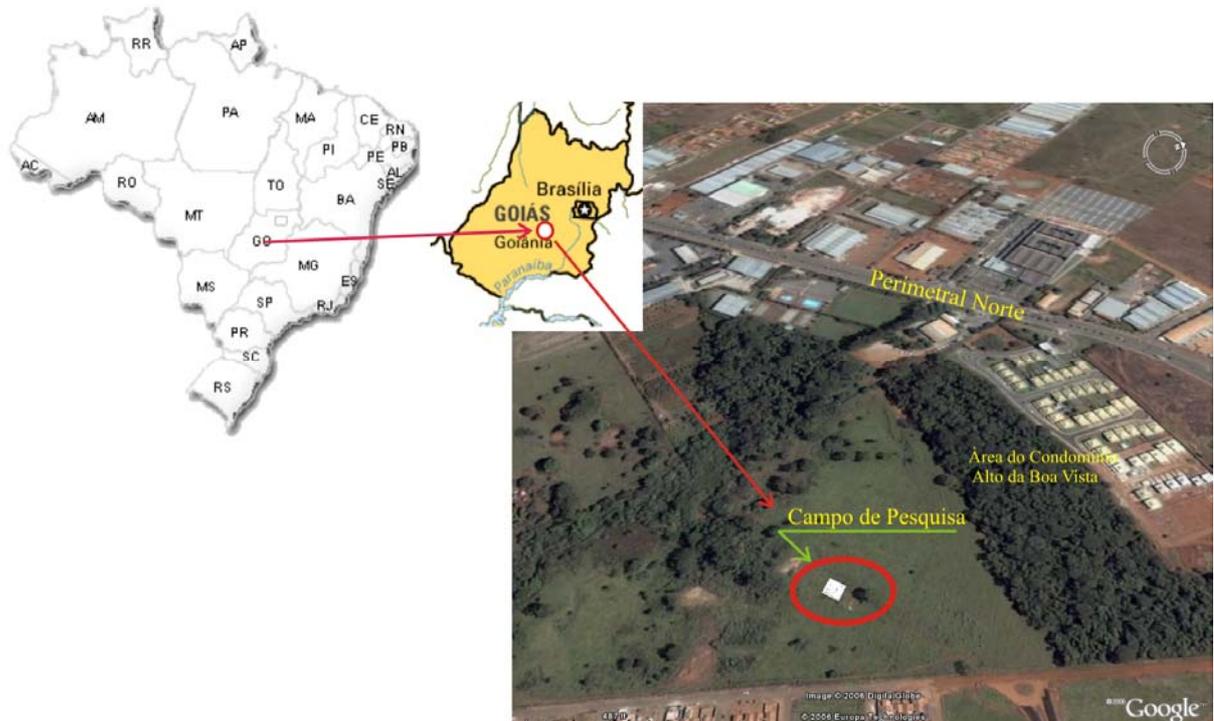


Figura 4.1 – Localização da área (Google Earth, acesso 17/01/2007).

4.3- COMPOSIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE PESQUISA

As atividades da Pesquisa de Infiltração em campo iniciaram em 05 de junho de 2004 e terminaram em 10 de novembro de 2005. O campo de pesquisa foi composto por várias estruturas de infiltração e outras construídas com a finalidade de obter parâmetros do solo para possibilitar a análise do processo de infiltração. As estruturas envolvidas na pesquisa foram escavadas manualmente e cada uma recebeu o tratamento específico para a respectiva finalidade do ensaio.

A Figura 4.2 mostra uma vista em planta do campo de pesquisa construído, onde aparecem, de cima para baixo, e da esquerda para a direita, a locação e o nome dado a cada estrutura:

- a. Poço piloto nº 2;
- b. Vala de infiltração nº 1;
- c. Vala de infiltração nº 2;
- d. Locação da bateria de quatro estacas preenchidas com brita e manta geotêxtil ao longo de todo o comprimento;
- e. Poço piloto nº 3;
- f. Poço para tomada da variação do lençol freático;
- g. Bateria de três poços de infiltração: primeiro poço revestido com tubo de concreto armado perfurado, segundo poço sem revestimento para observação das estruturas vizinhas durante o monitoramento e terceiro poço revestido em tijolo assentado em crivo;
- h. Cava Matsuo;
- i. Poço Piloto nº 1;
- j. Poço para retirada de amostras deformadas e indeformadas. A partir da terceira etapa este poço foi revestido em tijolo assentado em crivo e passou a se chamar Poço de tijolo em crivo nº 2, passando a ser monitorado como estrutura de infiltração.

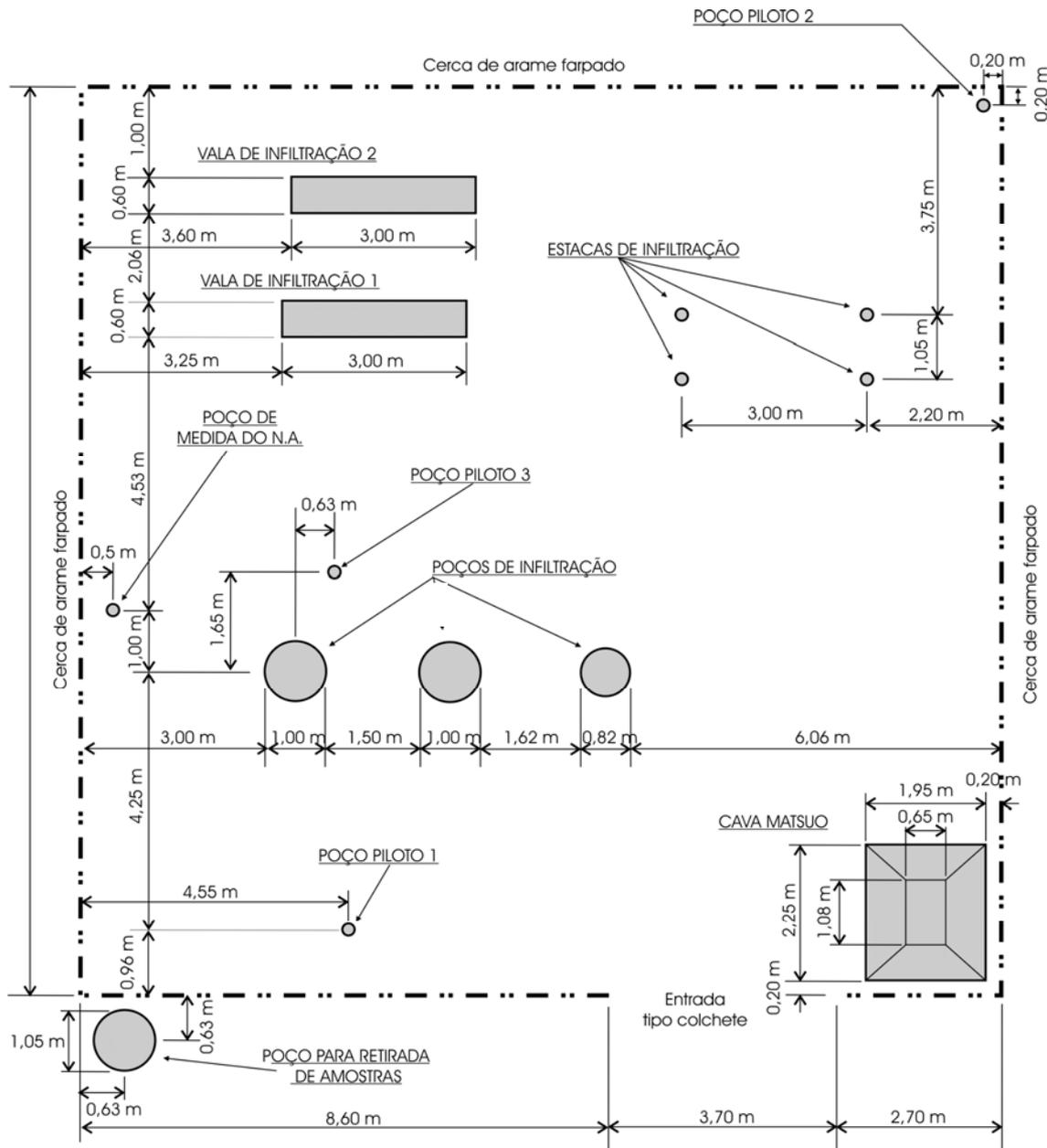


Figura 4.2 – Vista geral do campo de pesquisa, locação das estruturas para avaliação do desempenho da capacidade de infiltração.

4.4- DESCRIÇÃO FÍSICA DAS ESTRUTURAS E RESPECTIVOS ACABAMENTOS

Nessa seção são descritos os processos construtivos das estruturas e os acabamentos que cada uma recebeu.

4.4.1- Características e processo executivo das estruturas de infiltração e amostragem

A Figura 4.3 mostra os procedimentos para a construção das estruturas de infiltração ou outras que fizeram parte do campo de pesquisa.

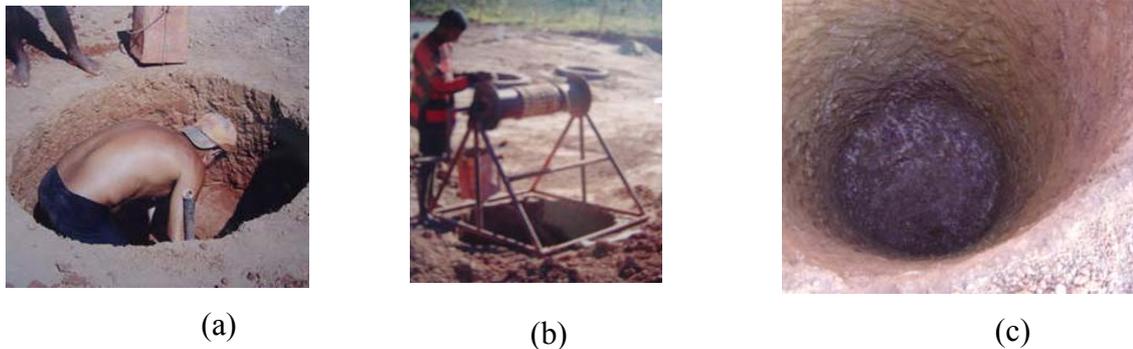


Figura 4.3 – a) e b) Procedimentos para a escavação dos poços, e c) configuração final do poço depois de escavado.

Depois de escavados, os poços foram revestidos com manta de geotêxtil fixada nas paredes verticais do poço com barras de ferro, (Figura 4.4a). A função do geotêxtil é de proteger o solo contra comatação, Espera-se que o fundo do poço comate com o passar do tempo mas, que o solo permaneça protegido, assim facilita a manutenção do poço. Em seguida, os poços receberam o revestimento. Todas as estruturas receberam uma camada de brita #1 no fundo com espessura variadas (Figura 4.4b). Os poços revestidos em tubo de concreto perfurado e tijolo maciço assentado em crivo receberam uma camada de brita #1 com espessura de 30cm. As estacas foram totalmente preenchidas com brita #1. As valas receberam uma camada de 40cm de brita #1 em toda a extensão do fundo (Figura 4.4c).

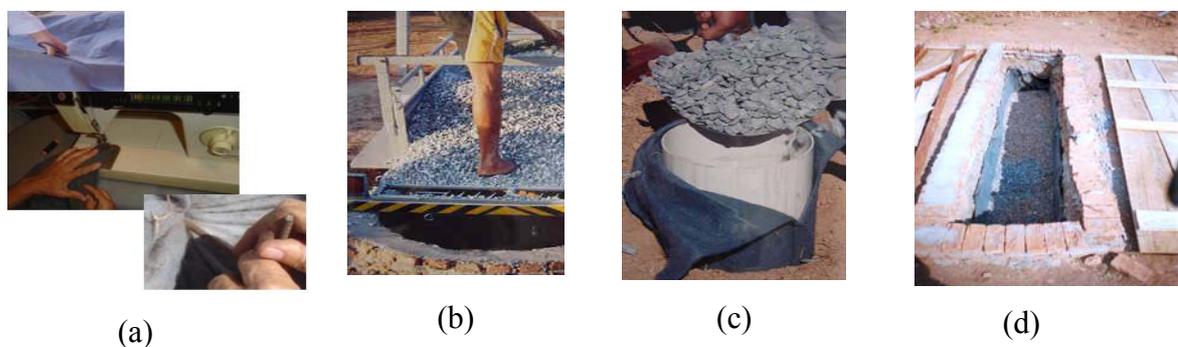


Figura 4.4 – Revestimento dos poços: a) preparação da manta de geotêxtil, b) colocação de camada de brita #1 b) no fundo do poço revestido com tubo de concreto, e poço de tijolo, c) estaca, d) vala.

Na Figura 4.5 estão apresentados os poços para retirada de amostras e monitoramento da variação do lençol freático.

Poço para retirada de amostras - poço perfurado para a retirada de amostras deformadas e indeformadas. As amostras deformadas foram retiradas a cada 0,5m de profundidade para os ensaios de caracterização e umidade do perfil. A 1,0m e 2,0m de profundidade foram retiradas amostra indeformadas para realização dos ensaios especiais (Figura 4.5a).

Poço para medida de lençol freático - foi executado um poço com diâmetro de 0,20m e profundidade de 7,5m para acompanhar a variação do nível do lençol freático durante o desenvolvimento da pesquisa. Esse poço foi revestido em tubo PVC de 100mm e nos últimos 3,0m o tubo foi perfurado e o trecho perfurado foi revestido com manta de geotextil para evitar a entrada de partículas no poço. A Figura 4.5b mostra a entrada do poço protegido pelo tubo PVC e um “cap”.



(a)



(b)

Figura 4.5 – a) Vista do poço para a retirada de amostras deformadas e indeformadas; b) poço para medida de nível d'água.

Nas Figuras 4.6 e 4.7 estão apresentadas as estruturas utilizadas para ensaio de infiltrabilidade em campo para fornecer parâmetros para projeto.

Poços piloto - poços escavados a trado com diâmetro de 0,20m e profundidade de 2,0m para serem monitorados simultaneamente com as outras estruturas padrão, estabelecendo relação entre os resultados das estruturas padrão e o poço piloto. A Figura 4.6 apresenta o poço piloto sendo monitorado, nessa figura pode-se observar a simplicidade desta estrutura.



Figura 4.6 - Vista do poço piloto sendo monitorado.

Cava matsuo (vala trapezoidal) - cava de seção trapezoidal, sem revestimentos. A Figura 4.7 mostra a seção da vala construída.

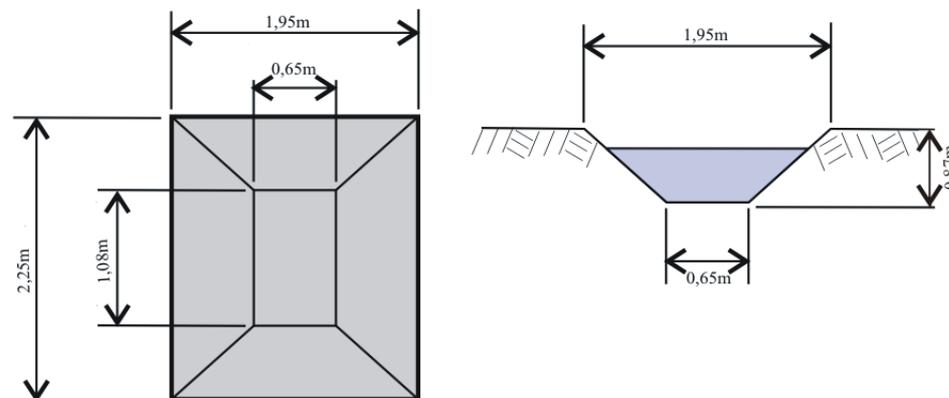


Figura 4.7 – Cava de infiltração (MATSUO, 1953), citado por Oliveira (1996).

Nas Figuras de 4.8 a 4.11 estão apresentadas as estruturas projetadas, com a finalidade de infiltrar águas pluviais num sistema compensatório para controle de enchente no lote.

Estacas a trado com revestimentos e preenchida com brita # 1 - foram escavadas quatro estacas, a trado, com diâmetro de 0,20m e profundidade de 2,0m, sendo todo o volume preenchido com brita #1, e envelopadas com manta geotêxtil. Um tubo de PVC de 200mm com comprimento de 0,5m foi utilizado para dar estabilidade à boca da estaca e serviu também de referência para as medidas da variação do nível d'água na estrutura, durante o monitoramento. Esta estrutura é recomendada para a infiltração de pequenos volumes de água

ou para locais onde é indicado o uso em bateria de estacas, como divisas, entre outros. Detalhe da locação das estacas e a vista ampliada da mesma são mostradas na Figura 4.8.



Figura 4.8 – a) Estacas a trado: a) vista geral da locação das quatro estacas instaladas no campo; e b) detalhes do acabamento da boca das estacas.

Poço revestido em tubo perfurado de concreto armado - poço perfurado manualmente, com 1,10m de diâmetro, revestido com tubos de concreto perfurado, com diâmetro interno igual a 1,00m e profundidade de 2,50m. Na interface tubo-solo natural e no fundo do poço, acima do geotêxtil, foi colocada uma camada de brita #1 com espessura de 0,30m. A área perfurada nos tubos (52 furos com diâmetro de 10cm), corresponde a 5% da área lateral de infiltração do poço. Os detalhes do poço estão na Figura 4.9a.

Entre os dois poços, o primeiro revestido em tubo de concreto perfurado e o segundo poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo foi construído um terceiro poço que não recebeu nenhum revestimento. Este poço foi utilizado para observar o comportamento da infiltração entre os dois poços revestidos.

Poço nº 1, revestido em tijolo comum assentado em crivo - poço perfurado manualmente, com diâmetro e 1,0m, profundidade de 2,50m e revestido com tijolo maciço assentado em crivo. O poço ficou com diâmetro interno igual a 0,82m e na sua interface solo natural-tijolo foi colocada uma manta de geotêxtil, envolvendo as paredes e o fundo do poço. No fundo do poço e acima da manta de geotêxtil foi colocada uma manta e uma camada de brita #1 com espessura de 0,30m. Nesse poço, a área perfurada corresponde a 30% da superfície da parede do poço. A vista geral superior do poço é apresentada na Figura 4.9b.

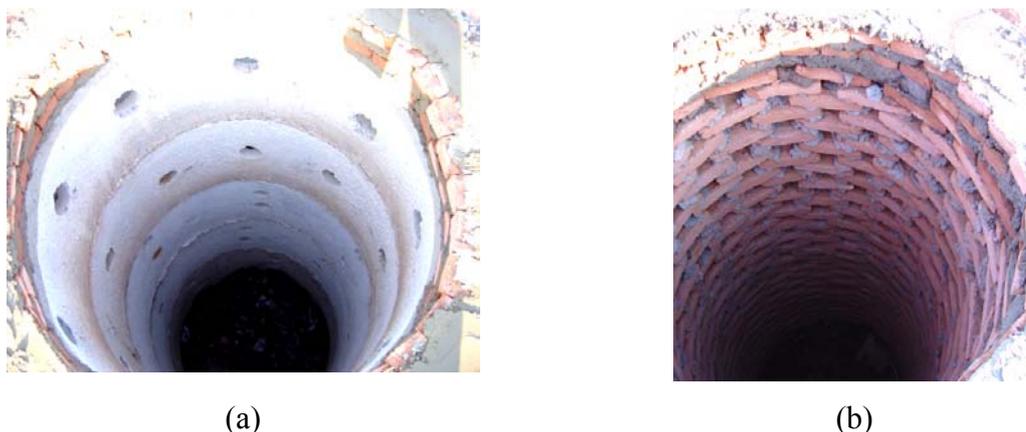


Figura 4.9 – Vista de cima dos poços: a) poço revestido em tubos perfurados de concreto armado, e b) poço nº 1, revestido em tijolo maciço assentado em crivo.

Poço nº 2, revestido em tijolo maciço assentado em crivo – assim como os anteriores, este poço foi escavado manualmente, com diâmetro de aproximadamente 1,25m. Este poço serviu para a retirada de amostras deformadas e indeformadas (Figura 4.10). Para o monitoramento da terceira etapa da pesquisa este poço foi revestido com tijolo maciço, assentado em crivo ficando com o diâmetro interno de 1,05m e profundidade de 2,60m. Este poço também foi revestido com uma manta de geotêxtil entre a interface solo natural-tijolo e fundo do poço. Uma camada de brita #1 com espessura de 0,30m foi colocada no fundo. A área perfurada corresponde a 30% da superfície de revestimento. No 1º ensaio, da 3ª etapa, dia da inundação, este poço foi monitorado inicialmente com o fundo impermeabilizado com uma manta de PVC. Detalhes da estrutura, inclusive a manta de revestimento em geotêxtil, são mostrados na Figura 4.10. O revestimento em tijolo em crivo, nos poços 1 e 2, proporcionou uma área aberta entre 5 e 6 vezes superior à superfície perfurada do poço revestido em tubo de concreto armado perfurado.



Figura 4.10 – Poço 2: vista do revestido do poço com tijolo em crivo e da manta de geotêxtil na interface solo-revestimento.

Valas, valos ou trincheira de infiltração - foram perfuradas manualmente duas valas de 3,0m de comprimento, por 0,60m de largura e profundidade de 1,0m, distante uma da outra 2,05m. Uma camada de brita #1 com espessura de 0,40m foi envelopada em manta de geotextil e colocada no fundo da vala. As valas receberam acabamento em todo o perímetro, na superfície, construído com tijolo maciço. O ensaio foi realizado com a vala sem preenchimento dos 0,60m superiores restante para facilitar o procedimento de medidas do nível d'água durante o ensaio. Esta estrutura pode ser escavada por máquinas quando implantada em áreas amplas, com possibilidade de valas contínuas. A Figura 4.11 mostra a configuração final da vala e o processo de monitoramento.



Figura 4.11 – Vala de infiltração: a) acabamento da boca em tijolo maciço argamassado e a configuração final da vala; e b) processo de monitoramento no dia do ensaio.

4.5- PROCESSO DE ABASTECIMENTO DAS ESTRUTURAS DE INFILTRAÇÃO

O abastecimento das estruturas, seja na etapa de inundação, véspera dos ensaios, seja na etapa de monitoramento da infiltração, foi feito utilizando uma mangueira conectada a um caminhão pipa com água de fonte. A água utilizada para abastecer os poços foi sem tratamento, água de uma mina localizada no Central Parque em Goiânia, transportada por caminhão-pipa. Na Figura 4.12 é mostrado o procedimento para encher as estruturas de infiltração com fluxo de água por gravidade e uma idéia da turbidez da água utilizada nos ensaios de inundação e nos ensaios.



Figura 4.12 – Processo de abastecimento de todas as estruturas de infiltração nos ensaios de inundação e ensaios padronizados realizado em cada uma das etapas.

4.6- ENSAIOS DE CAMPO, LABORATÓRIO E ENSAIOS ESPECIAIS

Nesta seção serão apresentados os ensaios de campo e de laboratório que compuseram esta pesquisa.

4.6.1- Ensaios de campo

Os ensaios de campo foram realizados em quatro etapas tendo duração variável de três dias a vinte e um dias em cada uma das etapas, dependendo da complexidade dos trabalhos em campo antes do monitoramento propriamente dito. Procurou-se testar as estruturas em estações chuvosas e secas com os respectivos níveis de lençol freático mais profundo e mais raso, dentro de cada estação. As etapas ensaiadas estão cronologicamente relacionadas na Tabela 4.1.

Um procedimento comum do monitoramento foi fazer a inundação do solo com abastecimento das estruturas uma vez pela manhã e uma vez à tarde, na véspera dos ensaios, para simular maior teor de umidade do solo durante as estações chuvosas. O nível do lençol freático foi observado em 10 de agosto de 2004 com a profundidade de 5,25m, final da construção do campo de pesquisa, antes da realização das etapas da pesquisa.

Tabela 4.1 – Cronograma de ensaios.

Ensaio	Período	Estação do ano
1ª Etapa	10 de agosto a 01 de setembro de 2004	Época de nível do lençol freático baixo e estação seca.
2ª Etapa	28 a 30 de dezembro de 2004	Época de nível de lençol freático baixo e estação chuvosa.
3ª Etapa	22 de março a 14 de abril de 2005	Época de nível de lençol freático alto e estação chuvosa.
4ª Etapa	08 a 11 de novembro de 2005	Época de nível de lençol freático baixo e final da estação seca.

A partir da 2ª etapa as estruturas foram ensaiadas em dois ensaios para cada etapa: o primeiro ensaio foi o ensaio com monitoramento no dia da inundação e o segundo ensaio também chamado de ensaio padronizado foi o ensaio monitorado no dia seguinte à inundação.

O critério de monitoramento foi feito por medidas tomadas em pequenos intervalos de tempo e anotando-se o rebaixamento do nível d'água em cada estrutura em função de um ponto fixo escolhido. Inicialmente de 10 em 10 segundos para as valas, de 1 em 1 minuto para os poços e para as estacas adotou-se medir o tempo do rebaixamento da água através de duas marcas na parede interna do tubo. Este procedimento foi necessário visto que o esvaziamento desta estrutura era muito rápido. Para as demais estruturas à medida que o rebaixamento ia se tornando lento, o tempo de leituras também ia se espaçando, adotando um intervalo máximo de tempo entre uma leitura e outra de 30 minutos.

4.6.1.1- 1ª etapa de ensaios (25 de agosto a 01 de setembro de 2004)

Na Tabela 4.2 estão registrados os níveis de lençol freático observado no mês de agosto.

Tabela 4.2 – Acompanhamento do nível do lençol freático na 1ª etapa.

Data	Nível do lençol freático (m)	Observações
10/08/2004	5,25	Final da implantação do campo.
25/08/2004	5,20	Antes do ensaio de inundação
26/08/2004	5,20	Dia do ensaio padronizado.

Época de estação seca e nível do lençol freático a 5,20m de profundidade. Em 26 de agosto de 2004, dia do monitoramento com medida do nível de água nas estruturas. O tempo de monitoramento ensaio iniciou às 8:30h.

Nessa etapa as estruturas ensaiadas foram:

- a. Poço 1 - revestido em tijolo assentado em crivo;
- b. Poço revestido em tubo de concreto perfurado;
- c. Vala ou trincheiras de infiltração 1 e 2;
- d. Grupo de quatro estacas;
- e. Poço piloto 1.

No dia dos ensaios constatou-se que uma das estacas do grupo de quatro estava interligada abaixo do nível do terreno com o poço 1, revestido em tijolo maciço e com uma das duas valas. Este evento dificultou inicialmente as leituras nas estruturas. Também houve uma interligação no subsolo entre as duas valas com fluxo de água da vala 1 para a vala 2.

Esses eventos levaram a concluir que ou as estruturas encontravam-se interligadas anteriormente por caminhos feitos por insetos (formiga ou cupim) ou por erosão interna gerada pelo processo de abastecimento das mesmas, caso a pressão de abastecimento tenha sido superior à pressão que o solo suportava.

Num segundo ensaio no poço piloto nº 1 (01 de setembro de 2004) o poço apresentou alguns problemas na sua geometria, o fundo estava bastante assoreado, sua profundidade reduziu de 2,0m para 1,30m. Mesmo assim, o poço foi testado e mostrou comportamento igual ao ensaio anterior no trecho que foi possível ensaiar.

Eventos importantes observados nesta etapa:

- a. A intercomunicação subterrânea entre as duas valas e entre o grupo de estacas;
- b. Também, até determinada profundidade, a intercomunicação com o poço 1 revestido em tijolo em crivo e uma das quatro estacas;
- c. Nenhum evento importante foi observado no poço situado entre os poços revestido em tubo de concreto perfurado e poço nº 1 revestido em tijolo assentado em crivo.

A Figura 4.13 mostra o poço revestido, em tubos de concreto perfurado, cheio e o processo de monitoramento da estrutura utilizando uma trena colada em uma régua de madeira e presa em um ponto fixo na superfície do poço enquanto era possível fazer a leitura. Depois disso a leitura foi feita por trena a partir do mesmo referencial, mas com tomada das medidas inversamente. Este procedimento foi adotado em todas as estruturas fazendo

pequenas adequações dependendo da geometria de cada uma. Para cada estrutura monitorada foi feita uma planilha onde foram registrados todos os dados da estrutura: hora do início e término do ensaio, diâmetro e profundidade da estrutura, se havia alguma alteração na geometria antes ou no decorrer do ensaio, a referência do início e término do ensaio e a variação no tempo adotado no monitoramento, Anexo A.



Figura 4.13 – Poço revestido em tubo de concreto armado com furos nas paredes sendo monitorado, processo usado para todas as estruturas.

4.6.1.2- 2ª etapa de ensaios (28 a 30 de dezembro de 2004)

Época de nível do lençol freático baixo e estação chuvosa. Período com chuvas regulares e pesadas, com uma média de duas chuvas por dia. Início do ensaio com tempo nublado sendo que o aparecimento do sol ocorreu a partir de 10 horas e chuva a partir de 15 horas.

Nessa etapa as estruturas ensaiadas foram:

- a. Poço 1 - revestido em tijolo assentado em crivo;
- b. Poço revestido em tubo de concreto perfurado;
- c. Vala ou trincheiras de infiltração 2;
- d. No grupo de quatro estacas foram ensaiadas as estacas 1 e 4;
- e. Poço piloto 1 e 2;
- f. Vala Matsuo.

Nesta etapa o campo de pesquisa foi ampliado com a inclusão de uma cava de Matsuo, Figura 4.7. Esta estrutura apresentou desvantagem porque apresentou um comportamento muito instável para aquele solo com intensa erosão nas paredes e assoreamento com alto nível de colmatação no fundo da cava. Com a intenção de melhorar a

estabilidade da vala foi colocada uma pequena camada de brita #1 no fundo da cava com o material que se dispunha no local. No entanto, essa providencia não apresentou nenhum resultado satisfatório. A infiltração na cava era tão lenta, que medidas feitas de um dia para o outro só registrava um rebaixamento de 5cm na cava.

Acompanhamento do nível do lençol freático na 2ª etapa no ensaio de inundação e ensaio padronizado como mostra a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Acompanhamento do nível do lençol freático na 2ª etapa.

Data	Nível do lençol freático (m)	Observações
28/12/2004	6,10	Antes do ensaio de inundação
29/12/2004	6,10	Antes do ensaio de inundação
30/12/2004	5,62	No dia do monitoramento das estruturas, dia do ensaio.

Eventos importantes observados nesta etapa:

- a. O poço sem revestimento, posicionado entre o poço revestido em tubos de concreto e Poço 1, revestido em tijolo em crivo, não sofreu nenhuma influência o processo de infiltração nos outros dois poços;
- b. O Poço 1, revestido em tijolo em crivo, apresentou infiltração muito rápida até determinada profundidade normalizando a partir desta profundidade;
- c. O Poço Piloto nº 1 após reparo ainda pode ser monitorado sem maiores problemas nessa etapa;
- d. No grupo das quatro estacas só foi possível fazer o monitoramento em duas estacas, nas demais não foi possível o enchimento das mesmas. Certamente alguma conexão subterrânea inviabilizou o processo. Durante o ensaio, mais tarde observou-se o afloramento de água pela brita de enchimento nas estacas não ensaiadas;
- e. Das duas valas ou trincheiras de infiltração só foi possível avaliar a vala 2 a partir de uma certa profundidade, já que a vala 1 apresentou muito vazamento sem condição de ser avaliada;
- f. Nessa data o monitoramento foi interrompido às 15 horas quando começou chuva intensa.

4.6.1.3- 3ª etapa de ensaios (22 de março de 2005 a 13 de abril de 2005)

Época com o nível do lençol freático alto e estação chuvosa. Período com chuvas de verão diárias.

Nessa etapa as estruturas ensaiadas foram:

- a. Poço 1 - revestido em tijolo assentado em crivo;
- b. Poço 2 - revestido em tijolo assentado em crivo;
- c. Poço revestido em tubo de concreto perfurado;
- d. Vala ou trincheiras de infiltração 2;
- e. No grupo de quatro estacas foram ensaiadas as estacas 1 e 4;
- f. Poço piloto 1 e 2;
- g. Vala Matsuo, sem alteração do quadro anterior.

Inicialmente o campo de pesquisa foi reformado com a limpeza das estruturas e a remoção de terra e vegetais transportados por enxurrada. Também foi necessário abrir valas para criar caminhos para as águas pluviais de forma a não danificar as estruturas de ensaio. Nesta etapa houve uma grande dificuldade de acesso ao campo da pesquisa visto que o caminho inicialmente criado foi fechado por um muro de divisa e a outra opção de acesso estava intransitável para veículos. Todos os transportes nesta época foram feitos por meio de carroça ou por transposição do muro utilizando escada e carretilha.

A partir desta etapa inviabilizou-se o acesso do caminhão pipa para o fornecimento da água no campo da pesquisa. A partir desta etapa o abastecimento passou a ser feito por meio de uma mangueira de 1 ¼" de polietileno, numa extensão de 80,0m, distância entre a rua onde o caminhão estacionava e o ponto de abastecimento das estruturas no campo de pesquisa.

Nesta etapa o poço inicialmente destinado à retirada de amostra para ensaios de laboratório foi adequado para ser um poço de monitoramento, o poço 2 - revestido com tijolo em crivo. Na primeira vez que este poço foi ensaiado, dia da inundação, adotou-se impermeabilizar o fundo por meio de uma lona de PVC. No dia seguinte o poço foi novamente ensaiado sem a impermeabilização do fundo. O acompanhamento do lençol freático antes, durante e depois da etapa de ensaios, como mostra a Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Acompanhamento do nível do lençol freático na 3ª etapa.

Data	Nível do lençol freático (m)	Observações
22/03/2005	3,25m	Antes do ensaio de inundação
30/03/2005	3,20m	Antes do ensaio de inundação
11/04/2005	2,40m	Dia da inundação
12/04/2005	2,70m	Dia do monitoramento padronizado, no início do ensaio.
12/04/2005	2,87m	No final do ensaio padronizado às 16 horas
13/04/2005	2,62 m	Dia seguinte ao ensaio ensaio.

O início dos trabalhos no dia do monitoramento às 9 horas da manhã do dia 12 de abril de 2005. As estruturas ensaiadas neste evento foram as seguintes:

- a. Poço 1, revestido em tijolo assentado em crivo;
- b. Poço 2, revestido em tijolo em crivo com colocação de lona PVC ao fundo para o ensaio do dia 12/04/2005 e sem a lona PVC no dia seguinte, 13/04/2005;
- c. Poço revestido em tubo de concreto perfurado;
- d. Vala de infiltração 2;
- e. Poços piloto 1 e 2;
- f. A vala de infiltração só foi possível ser ensaiada no dia seguinte (13/04/2005).

No dia seguinte foram repetidos os ensaios incluindo o monitoramento da vala de infiltração. Nessa data observou-se que após um dia todas as estruturas já se encontravam secas com exceção do poço 2, revestido em tijolo em crivo com o fundo impermeabilizado com lona PVC que se encontrava com uma lâmina d'água de 0,40cm. Este poço teve a impermeabilização de fundo removida antes de encher a estrutura para o monitoramento do dia.

Nessa etapa não foram registradas chuvas no dia da inundação das estruturas, mas no dia do monitoramento propriamente dito registrou-se chuva fina.

4.6.1.4- 4ª etapa de ensaios (08 a 10 de novembro de 2005)

Época de nível do lençol freático baixo e início da temporada de chuva. Nesta etapa, por motivos alheios ao projeto, houve atraso na realização dos ensaios.

Novamente o campo de pesquisa foi reformado com a limpeza das estruturas, a remoção de terra e vegetais transportados por enxurrada. Também foi necessário abrir valas para criar caminhos preferenciais para as águas pluviais, de forma a não danificar as estruturas de ensaio.

Um novo poço piloto 3, próximo ao poço 1, foi perfurado a trado para substituir este que perdeu sua geometria e assoreou o fundo ficando prejudicada a avaliação dos parâmetros de infiltrabilidade. Enquanto o Poço 3 estava sendo perfurado foram retiradas amostras de solo a cada 0,5m para a medida de umidade do perfil do terreno.

Nesta etapa com o tempo mais seco já foi possível acessar o campo com veículo pelo novo caminho disponibilizado, mas o processo de abastecimento das estruturas seguiu o mesmo critério da etapa anterior. Os dados de acompanhamento do nível do lençol freático estão na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Acompanhamento do nível do lençol freático na 4ª etapa.

Data	Nível do lençol freático (m)	Observações
08/11/2005	6,05m	Antes do ensaio de inundação
09/11/2005	7,40m	Durante o monitoramento no ensaio de inundação
10/11/2005	7,60m	Durante o monitoramento no ensaio padronizado.

O início dos trabalhos no dia do monitoramento se deu a partir das 9 horas da manhã do dia 9 de novembro de 2005, dia de inundação das estruturas. Estruturas ensaiadas neste evento foram as seguintes:

- a. Poço 1 revestido em tijolo assentado em crivo;
- b. Poço 2 revestido em tijolo assentado em crivo;
- c. Poço revestido em tubo de concreto perfurado;
- d. Vala de infiltração 2;
- e. No grupo de quatro estacas, as estacas 1 e 2;
- f. Poço piloto 2 e 3;
- g. Poço piloto 3, substituto do poço piloto 1.

Nessa etapa a cava Matsuo não deu condição de ser ensaiada.

4.6.2- Ensaios de laboratório e ensaios especiais

4.6.2.1- Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras deformadas com caracterização do perfil de 0,5m em 0,5m de profundidade e em amostras indeformadas retiradas a 1,0m e 2,0m de profundidade, foram realizados ensaios de adensamento, permeabilidade, sucção e os ensaios de difração de Raios X e microscopia eletrônica de varredura.

Durante a instalação do campo de pesquisa foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de um poço para determinação das propriedades do solo. As amostras indeformadas foram parafinadas de acordo com as recomendações da norma brasileira e as amostras deformadas embaladas e levadas para o laboratório de solos da Escola de Engenharia Civil para os ensaios relacionados a seguir.

De acordo com as Normas Técnicas foram realizados os seguintes ensaios:

- a. Nas amostras deformadas – ensaio de caracterização: massa específica dos grãos, granulometria por peneiramento e sedimentação com defloculante, limites de Atterberg;
- b. Ensaios “in situ” do frasco de areia – peso específico natural;
- c. Nas amostras indeformadas - ensaios de adensamento com inundação, peso específico natural, ensaio de permeabilidade em permeâmetro de nível variável e ensaio de sucção;
- d. Ensaios de microscopia ótica de varredura em lâmina delgada impregnada para a identificação da estrutura e difração de Raios-X das amostras nas profundidades de 1,0 e 2,0m de profundidade. Esses ensaios foram realizados nos laboratórios de Furnas.

Na Tabela 4.6 estão enumerados todos os ensaios realizados em campo e laboratório para a obtenção de parâmetros do solo e respectivas normas da ABNT e recomendações de execução de cada ensaio.

Tabela 4.6 – Ensaaios, normas da ABNT e recomendações.

ITEM	ENSAIOS	NORMAS TÉCNICAS E RECOMENDAÇÕES
1	Retirada de amostra indeformada.	NBR 9604/1986
2	Determinação do teor de umidade.	NBR 6457/1986
3	Limite de liquidez.	NBR 6459/1984
4	Limite de plasticidade.	NBR 7180/1984
5	Determinação da Massa Específica.	NBR 6508/1984
6	Determinação da massa específica aparente, “in situ” com emprego do frasco de areia.	NBR 7185/1986.
7	Determinação de massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática.	NBR 10838/1988 MB 2887/1988
8	Análise Granulométrica com sedimentação com defloculante	NBR 7181/1984
9	Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.	NBR 14545/2000
10	Adensamento unidimensional.	NBR 12007 CB-2 MB 3336/1990
11	Técnica do papel filtro para medição de sucção.	Marinho (1995)
12	Método para obtenção da sucção pela técnica do papel filtro.	ASTM-D5298/1992

A Figura 4.14 mostra as etapas de preparação de uma amostra indeformada no campo e na Figura 4.15a o armazenamento típico de amostras deformadas e indeformadas e na Figura 4.15b os procedimentos iniciais dos ensaios de caracterização.



Figura 4.14 – Seqüência do processo para coleta de amostra indeformada.



(b)



(c)

Figura 4.15 – Amostra indeformada e amostras deformadas: a) amostras de campo embaladas; b) amostras no processo de secagem ao ar para os ensaios de laboratório.

Na Figura 4.16 é apresentado o procedimento para o ensaio de campo para o ensaio do frasco de areia, determinação do peso específico “in situ”.



Figura 4.16 – Pesagem do material retirado para a determinação do peso específico natural do solo – ensaio do “frasco de areia”.

4.6.2.2 - Ensaio especiais

Caracterização mineralógica dos solos por difratometria de Raios X

As análises foram realizadas no Laboratório de Difração de Raios X do Laboratório de Mecânica das Rochas da Divisão de Geotecnia de FURNAS (LABS.C - DCT.C), em um difratômetro marca Siemens, modelo D5000. As amostras foram analisadas sob voltagem 40KV e amperagem de 40mA, em sistema $\theta/2\theta$, com velocidade de varredura de 0,05°/s, de 2° a 70° 2 θ . A fonte de energia é um filamento de tungstênio (catodo) e o tubo de Raios X é de cobre (anodo), cujos comprimentos de onda (λ) são: $K\alpha$ 1,5418 Å e $K\beta_1$ 1,3922 Å (SILVA,

2006).

A técnica de difratometria de Raios X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares), através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de Raios X incidente e o plano atômico que o difrata e, do comprimento de onda desses raios. Esta técnica tem sido muito utilizada na análise de inúmeros materiais como: materiais cimentícios, rochas, solos e concretos, com a finalidade de identificar os minerais constituintes de cada material. Deve-se ressaltar, entretanto, que o limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste limite provavelmente não serão captados (SILVA, 2006).

A técnica da difração de Raios X, inicialmente foi utilizada apenas para determinação do arranjo cristalográfico dos minerais, tornou-se uma ferramenta essencial para a identificação dos argilominerais, em função da dificuldade de identificação de tão finas partículas (<2 micrometros) por meios ópticos usuais (olho nú, lupa binocular e microscópio óptico).

Por outro lado, mesmo minerais com palhetas muitas vezes será centimétricas como a vermiculita, flogopita e biotita não podem ser identificadas por métodos exclusivamente ópticos. Para a individualização destes filossilicatos a difração de Raios X é a principal ferramenta, por ser um método rápido e relativamente barato, ao lado da caracterização física (esfoliação) e química (análise dos teores de álcalis e de alumínio) das palhetas.

As interpretações são realizadas em computador, acoplado ao difratômetro, utilizando-se software EVA, versão 5 de 1997, com banco de dados de 1998, contendo cerca de 117 mil fichas, entre minerais, cimento e material cerâmico.

A preparação é de acordo com o procedimento padrão para difração de Raios X de argilominerais: secagem ao ar, desagregação com o uso de gral de ágata até obtenção de 100% do material passante na peneira de 44 micrometros. A amostra (Integral) colocada em suporte metálico foi analisada por difração de Raios X para caracterização mineralógica das rochas.

Para melhor caracterização dos filossilicatos, é feita a montagem, em vidro, de três lâminas orientadas do material decantado por sedimentação em coluna. As lâminas são destinadas a análises ao Natural; uma após solvatação com glicerol – “Glicerinada” e outra após calcinação a 550°C – Calcinação.

A metodologia adotada para a preparação e análise das amostras está estabelecida nos procedimentos do Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A..

As amostras secas ao ar foram submetidas a uma moagem prévia em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 325 mesh). O objetivo é obter material representativo de granulação bem fina.

Concluída esta etapa, parte do material é analisada no Difratorômetro de Raios-X pelo Método do Pó Não-Orientado (*Análise Integral*).

Na seqüência, procede-se à separação, por sedimentação em coluna, da fração argila destas amostras seguida por montagem em vidro de três lâminas orientadas para cada registro, ou seja, apenas com deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a “lama” para orientação.

Nessas lâminas faz-se uma *Análise Natural* (apenas com secagem ao ar), uma após saturação com etileno-glicol (*Análise Glicolada*) em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50°C, por 12 horas, para garantir a completa saturação da atmosfera interna e assim, possibilitar a identificação dos argilominerais expansivos, caso existam. Após a retirada das amostras do dessecador, as mesmas são levadas imediatamente ao difratorômetro de Raios X para análise. Outro tratamento dado às amostras é a calcinação da “fração argila” a 550°C, por 3 horas (*Análise Calcinada*). Esta análise serve para indicar a presença de minerais que passam por retração de sua estrutura nestas condições (caulinita, gibbsita, goethita entre outras).

A preparação das amostras são de acordo com o fluxograma da Figura 4.17 e em seguida levadas ao Difratorômetro de Raios X para análise.

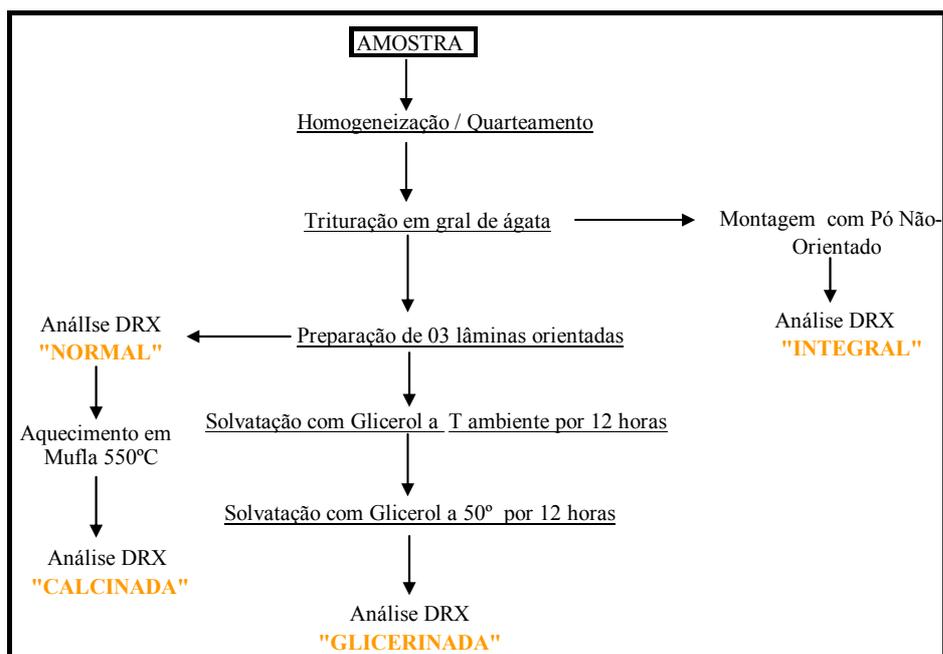


Figura 4.17 - Preparação das Amostras para DRX (SILVA 2006).

Microscopia eletrônica de varredura

O Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) é um equipamento científico que usa um feixe de elétrons de alta energia para análise em detalhe. Na década de 30 começaram os primeiros estudos para a construção do MEV, pois com a necessidade de se ter informações em detalhes do material estudado, e que na época se dispunha apenas de microscópios ópticos, nos quais apresentam uma resolução menor e o poder de aumento entre 500 a 1000x, se fazia necessária uma ferramenta que proporcionasse mais informações. O primeiro MEV foi construído em 1938 e o primeiro foi comercializado na década de 60, pela Cambridge Instruments. Na Figura 1 está apresentado o MEV do Laboratório de FURNAS, marca Leica, modelo S440i – 1995. (SILVEIRA, 2006).

De acordo com Santos 1989, o microscópio eletrônico de varredura permite um exame direto de superfícies de materiais espessos desde pequenos aumentos. Esse microscópio é o adequado para o exame da estrutura de argilas, solos sedimentos, bem como de materiais cerâmicos, cimento-amianto e concreto.

Pelas análises do microscópio eletrônico de varredura são fornecidas as informações:

- a. Topografia – superfícies de um objeto mostrando a estrutura, relação direta entre a figura e propriedades do material como a dureza, refletância, entre outras;

- b. Morfologia – a forma e tamanho das partículas que formam um objeto, relação direta entre estrutura e propriedades do material como ductilidade, resistência e reatividade;
- c. Composição – os elementos e compostos que compõem o objeto e as relativas quantidades deles, relacionadas diretamente com composição e propriedades dos materiais como ponto de fusão, reatividade, dureza entre outros;
- d. Informações cristalográficas – como os átomos são ordenados no objeto, relação direta entre ordenação e propriedades do material como ductibilidade, propriedades elétricas, resistência.

Através do microscópio eletrônico de varredura podem ser identificados os grãos de quartzo e argilominerais que compõem as argilas que são de difícil identificação direta, como: caulinita e haloessitas, muscovita, montmorilonita ou esmectita, entre outros.

Os principais detectores usados no microscópio eletrônico de varredura são:

- a. Elétrons secundários (SE) – formação de imagens e informação topológicas com a morfologia dos produtos;
- b. Elétrons retroespalhados (BSE) – diferentes fases presentes através dos tons cinza com a informação sobre o número atômico médio das fases;
- c. A microanálise identifica e quantifica os elementos químicos presentes em um ponto focalizado.

A microanálise compreende:

- a. Espectrometria por Energia Dispersiva de Raios X, EDS, análise simultânea rápida (qualitativa e semi-quantitativa);
- b. Espectrometria por Dispersão de Comprimento de Onda de Raios X, WDS, análise demorada e mais precisa (quantitativa).

Ensaio de sucção

Nesta pesquisa utilizou-se a Técnica do Papel Filtro que admite o seguinte princípio: “um material poroso, quando colocado em contato com uma amostra de solo, dentro de algum tempo, entrará em equilíbrio hidráulico” (LIMA, 2003 citado por MARINHO, 1995). Os dois se encontram com a mesma sucção. Para a determinação da sucção, tomou-se por base o trabalho de Marinho (1995), usando-se o papel, que é um papel especial com espessura considerável e pequeno tamanho de poros.

No ensaio de sucção foram utilizados corpos-de-prova moldados a partir de dois blocos de amostras indeformadas, retirados de 1,0m e 2,0m de profundidade no campo de pesquisa.

Os corpos de prova foram moldados com as seguintes dimensões: diâmetro de 5,0cm, e altura de 1,5cm, para a moldagem foram utilizados moldes em PVC, com o auxílio de pequenas facas, estiletes e seguetas e um extrator metálico para auxiliar na extração dos corpos do molde. Seqüência de moldagem na Figura 4.18a e 4.18b.

A Figura 4.18c mostra os corpos de prova prontos com os mesmos envolvidos diametralmente com uma fita PVC, veda rosca, para dar maior estabilidade a cada um deles.

Nos ensaios de sucção foram utilizados os Métodos do papel filtro, adotando o processo de Marinho (1995) e o Método da ASTM-D5298/1992.



Figura 4.18 – A seqüência de fotos mostra os processos para a extração dos corpos de prova do ensaio de sucção do solo.

Os corpos, dois a dois, secos ao ar, foram pesados e umedecidos com percentuais variados de umidade, desde a condição de seco ao ar até a umidade de saturação, calculada para cada conjunto de dois bloquinhos. A umidade acrescida em cada conjunto variou de 1,54% a 3,65% nas amostras retiradas do corpo de prova de 1,0m de profundidade e de 0,03% a 6,51 % nas amostras retiradas do corpo de prova de 2,0m de profundidade de acordo com as características de cada bloco da amostra indeformada.

No primeiro caso dois corpos de prova foram considerados com a umidade natural. Na seqüência, dois a dois dos corpos de prova foram umedecidos, depois de umedecidos formou-se um sanduíche sobrepondo um sobre o outro, entre os corpos de prova, foi colocado um papel filtro *Quanty* entre outros dois papeis filtro comuns. Os papeis filtro comuns tinham a finalidade de proteger o papel filtro especial. A Figura 4.19a mostra a preparação dos papeis filtro comum e especial. A Figura 4.19b mostra os procedimentos para avaliar a umidade higroscópica do conjunto. A Figura 4.19c mostra o procedimento para variar a umidade

acrescida aos corpos de prova. A balança é utilizada para medir o percentual de umidade imposta a cada conjunto de prova, respectivamente.



Figura 4.19 – a) Preparação dos papéis filtros comum e especial; b) pesagem do conjunto de corpo de prova com a umidade higroscópica; c) quantidade de água acrescida para variar a umidade do conjunto de dois corpos de prova.

Novamente os corpos foram fechados com algumas voltas da fita PVC, tipo veda rosca, fazendo a junção dos dois bloquinhos com o conjunto de papéis filtro no seu interior. Em seguida o conjunto foi envolvido com filme PCV depois com papel alumínio e vedado com uma fita adesiva, devidamente identificado o conjunto foi colocado em um pote plástico fechado por meio de rosca, novamente identificado e colocado em uma caixa de isopor e guardado em local seco. As Figuras 4.20a, 4.20b e 4.20c mostram os procedimentos finais para armazenar por 15 dias os corpos de provas com umidades variadas, em local sob condição estável de temperatura, para o equilíbrio energético-hídrico entre o solo e o papel filtro.

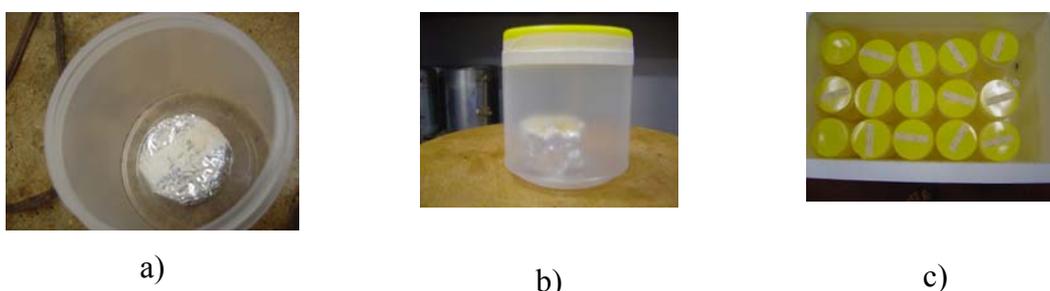


Figura 4.20 – a) mostra o pacote final do conjunto dentro do pote; b) o pote fechado e vedado na tampa; c) disposição dos corpos de prova em caixa de isopor.

Dependendo do contato entre o papel filtro e a amostra, pode-se determinar a sucção total ou a mática. A sucção mática é obtida pelo contato direto do papel filtro com a

amostra, enquanto que a sucção total é medida, utilizando um disco plástico perfurado para separar o papel filtro da amostra. Neste ensaio determinou-se a sucção mátrica.

No final do período cada conjunto foi desmontado e os papéis filtros *Quanty* foram cuidadosamente retirados com pinça e imediatamente pesados numa balança com precisão de 0,0001g. A seguir os papeis foram levados à estufa, regulada a temperaturas entre 105° a 110°C por um período de 3 horas, para a avaliação do peso seco destes papeis.

Com os dados das pesagens do papel filtro úmido e seco avaliou-se a umidade absorvida pelo papel e utilizando-se a curva de calibração do papel *Quanty*, encontrada na literatura, determinou-se a sucção do papel filtro, que supõe ser a mesma do solo. Seguindo as recomendações de Marinho (1995), utilizou-se a curva de calibração obtida por Chandler *et al.* (1992) por ser resultante de mais pesquisas, entretanto, existe também a curva proposta pela ASTM (1992).

As duas metodologias adotam respectivamente no item “a” as Equações 4.11 e 4.12 e no item “b” as Equações 4.13 e 4.14 como recomendações de curvas de calibração:

- a. Chandler *et al.* (1992) recomendado por Marinho (1995):

Para umidade do papel filtro (w) > 47%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48\log w)} \quad (4.11);$$

Para umidade do papel filtro (w) ≤ 47%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622w)} \quad (4.12);$$

- b. ASTM D5298-92:

Para umidade do papel filtro (w) > 54%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(2,412-0,0135w)} \quad (4.13);$$

Para umidade do papel filtro (w) ≤ 54%:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(5,327-0,0779w)} \quad (4.14).$$

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1- INTRODUÇÃO

Nesse capítulo são apresentados os resultados dos testes de laboratório para caracterização do solo ao longo dos perfis como: obtenção da curva característica, teste de permeabilidade, adensamento com inundação da amostra, difratometria de Raios X e microscopia eletrônica de varredura. São também apresentados os resultados de campo correspondentes ao monitoramento das estruturas de infiltração, medida do nível do lençol freático sazonal e perfil de umidade em cada uma das etapas de monitoramento.

5.2- ENSAIOS DE LABORATÓRIO

São apresentados nessa seção os resultados dos ensaios de laboratório para análise do perfil estudado.

5.2.1- Caracterização geotécnica do solo

Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Figura 5.1. Esta análise foi realizada por peneiramento e sedimentação. Na análise por sedimentação foi utilizado defloculante hexametáfosfato de sódio.

Com os resultados das curvas granulométricas registrados na Figura 5.1, foram traçados os gráficos da Figura 5.2 registrando a variação da granulométrica do solo em relação à profundidade. Foi observado um decréscimo no teor de argila até a profundidade de 1,5m. Em 2,0m há um acréscimo deste teor para novamente voltar a reduzir abaixo desta profundidade. O silte apresenta um padrão de ocorrência inverso ao comportamento da argila visto que o teor de silte aumenta com a profundidade, aproximadamente na mesma proporção que decresce o teor de argila. Também na profundidade de 1,5m o teor de silte aumenta e em 2,0m decresce. Em 2,5m volta a decrescer. O teor de areia, diferentemente do que ocorre com a argila e silte, decresce com a profundidade numa menor proporção. A Figura 5.2 registra

também a variação do limite de plasticidade até 3,0m de profundidade. Esse índice decresce até 1,5m de profundidade, de 1,5m a 2,0m volta a crescer acompanhando a quantidade de argila, e em seguida decresce suavemente até 3,0m ao contrário da argila que decresce sensivelmente.

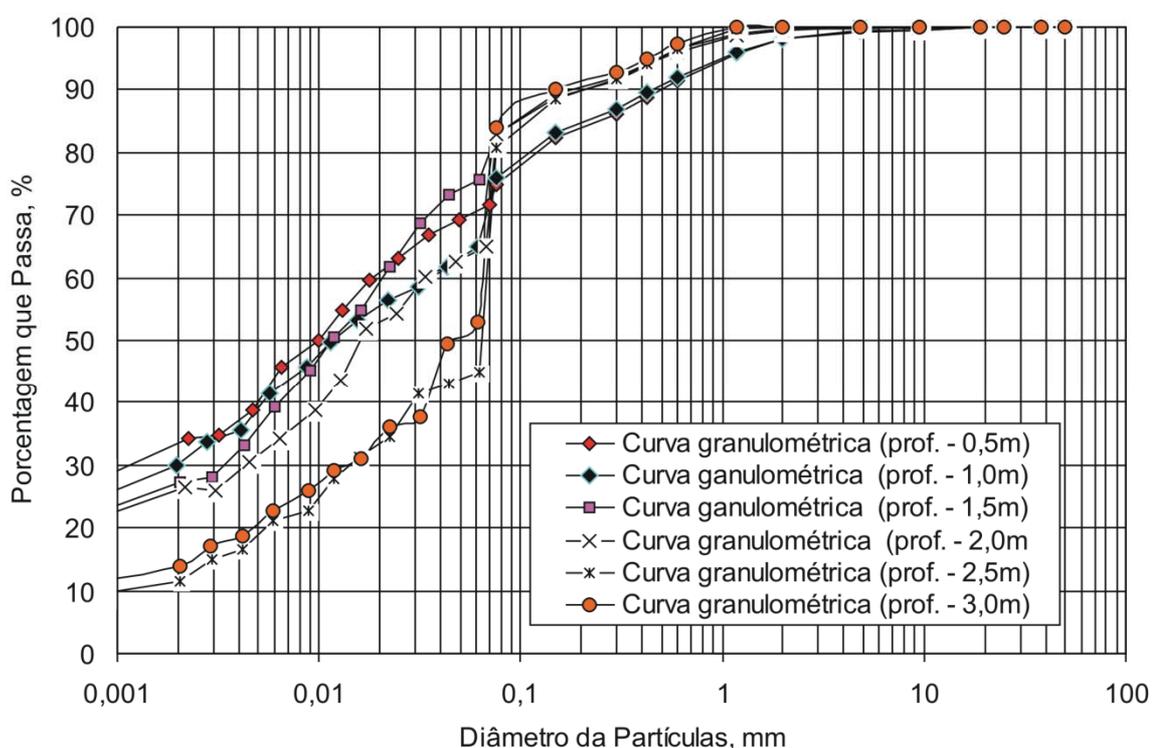


Figura 5.1 – Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio).

Na Figura 5.3 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do solo: na coluna à esquerda estão registradas as profundidades de retirada das amostras e na coluna da direita os resultados dos ensaios de caracterização do solo. Avaliando os resultados apresentados na Figura 5.3 verifica-se variação no índice de plasticidade e nos pesos específicos dos sólidos.

A Figura 5.4 apresenta o perfil de umidade do solo, avaliado em cada uma das etapas ensaiadas. Nota-se que a umidade sofreu uma razoável alteração da 1ª etapa em relação às demais, o lençol freático registrado na estação seca se manteve constante até a metade da estação chuvosa (1ª e 2ª etapas) e no mês de novembro registrou-se o menor nível de lençol freático (4ª etapa), mas com um sensível aumento no final da estação chuvosa. Essa oscilação

do N.A. com as chuvas características da região, embora a variação de 4,5m (máximo e mínimo) é elevado em relação ao restante da cidade.

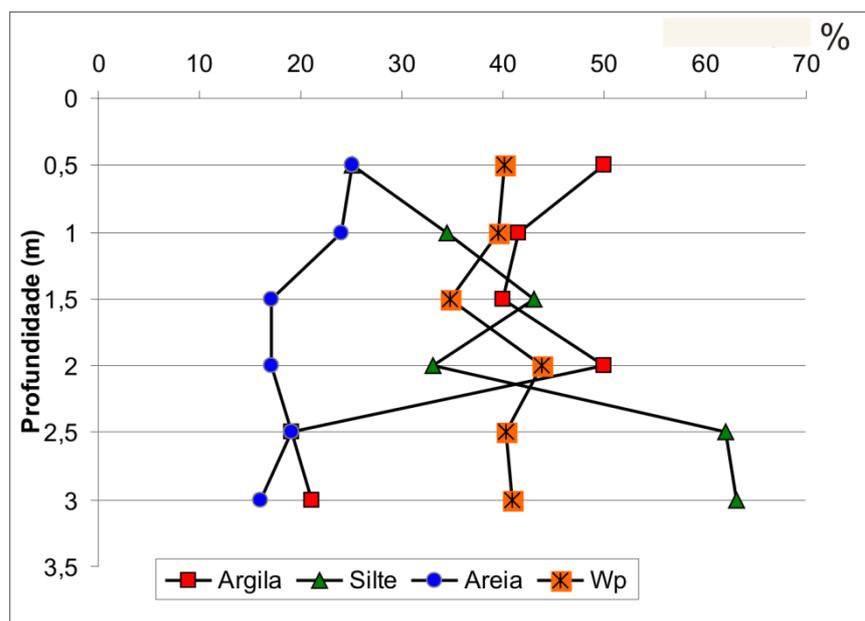


Figura 5.2 – Perfil da granulometria do solo e do limite de plasticidade.

5.2.2- Ensaios de Raios X e de microscopia eletrônica de varredura

As amostras indeformadas retiradas a 1,0 e 2,0m de profundidade, foram submetidas a ensaios de difração de Raios X e a ensaios de microscopia eletrônica de varredura. Esses ensaios permitiram a identificação dos minerais formadores do solo e permitiu a visualização da estrutura do solo.

5.2.2.1- Difração de Raios X

Na amostra de 1,0m de profundidade foram realizadas quatro análises de acordo com o preparo da amostra: amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada que permitiram a identificação dos seguintes minerais:

- Amostra integral, Mineral Principal: caulinita;
- Minerais Subordinados: gibbsita ($Al(OH)_3$), muscovita e goethita;
- Minerais Traços: quartzo e magnetita.

0,00m	W = 20,9%	argila = 50,0%
	$W_L = 61\%$	silte = 25,0%
	$W_p = 40\%$	areia = 25,0%
	IP = 21%	
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 25,25$	
0,50m	W = 26,0%	argila = 41,5%
	$W_L = 58\%$	silte = 34,5%
	$W_p = 40\%$	areia = 24,0%
	IP = 19%	$\gamma_d (\text{kN/m}^3) = 14,99$
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 29,85$	e = 0,99
1,00m	W = 27,4%	argila = 40,0%
	$W_L = 58\%$	silte = 43,0%
	$W_p = 35\%$	areia = 17,0%
	IP = 23%	
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 28,55$	
1,50m	W = 37,6%	argila = 50,0%
	$W_L = 62\%$	silte = 33,0%
	$W_p = 44\%$	areia = 17,0%
	IP = 18%	$\gamma_d (\text{kN/m}^3) = 12,09$
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 27,94$	e = 1,31
2,00m	W = 37,9%	argila = 19,0%
	$W_L = 60\%$	silte = 62,0%
	$W_p = 40\%$	areia = 19,0%
	IP = 20%	
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 29,59$	
2,50m	W = 38,9%	argila = 21,0%
	$W_L = 59\%$	silte = 63,0%
	$W_p = 41\%$	areia = 16,0%
	IP = 18%	
	$\gamma_s (\text{kN/m}^3) = 29,50$	
3,00m		

Figura 5.3 – Caracterização do perfil do solo

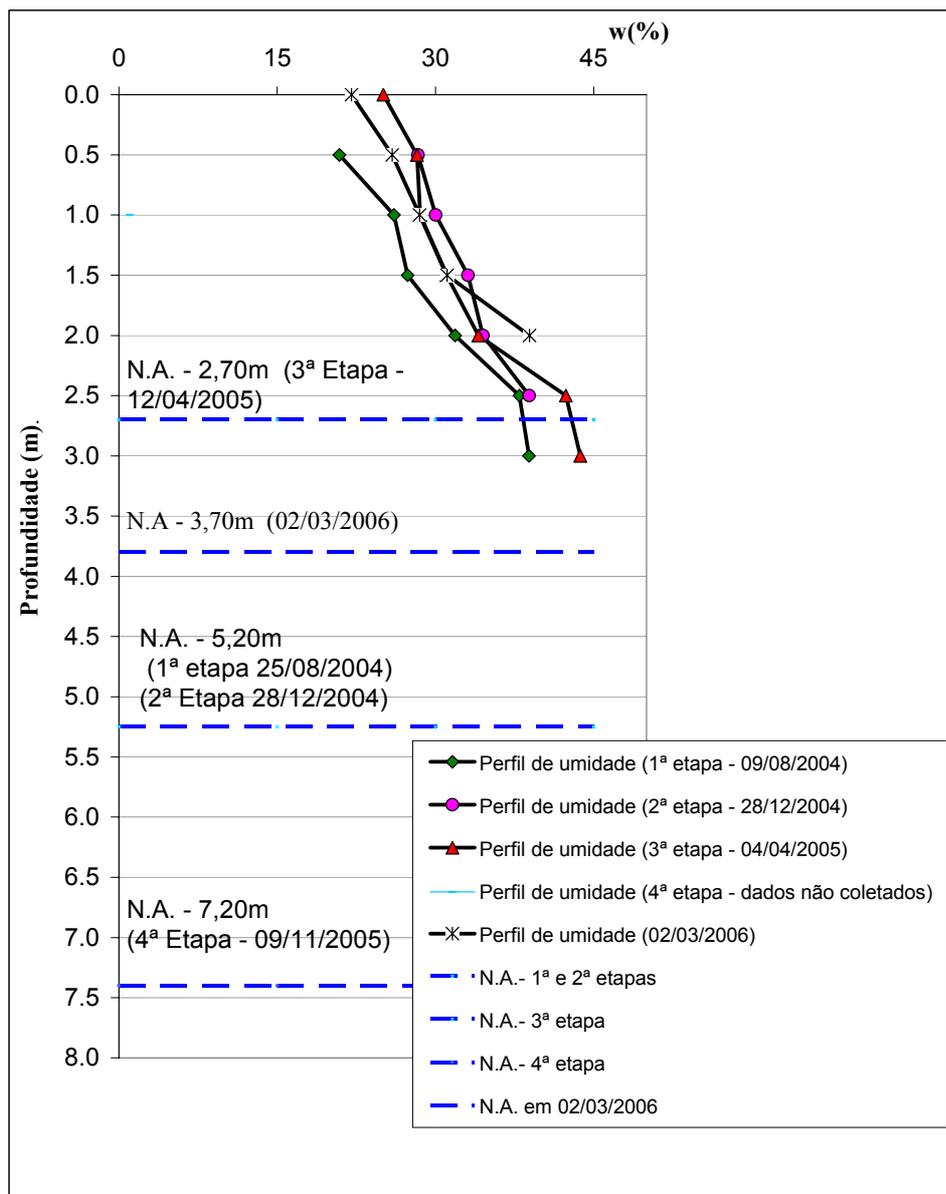


Figura 5.4 – Perfil de umidade do solo e registros de lençol freático para cada uma das etapas

A Análise Acumulada foi realizada para realçar a identificação dos argilominerais. A Figura 5.5 apresenta o difratograma obtido para a amostra de 1,0m de – Análises Acumuladas.

Na amostra de 2,0m de profundidade, a exemplo da amostra de 1,0m de profundidade, também foram realizadas quatro tipos de análise: amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada. As análises permitiram a identificação dos seguintes minerais:

a. Mineral Principal: caulinita;

b. Mineral Subordinado: muscovita;

c. Minerais Traço: quartzo, gibbsita ($\text{Al}(\text{OH})_3$) e goethita;

A Figura 5.6 apresenta o difratograma obtido para a amostra a 2,0m considerando as análises acumuladas.

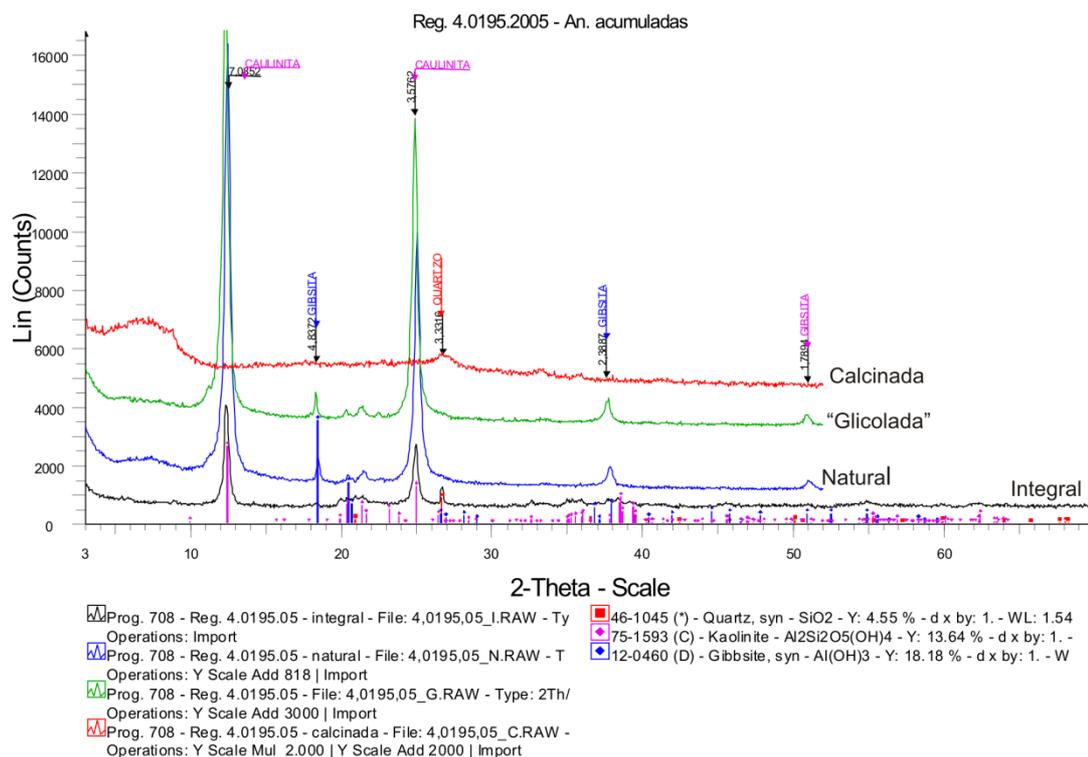


Figura 5.5 - Difratograma Amostra 1,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

Analisando os difratogramas das amostras de solo nas profundidades de 1,0m e 2,0m observa-se, a presença preponderante de minerais caulinita, que indica o alto grau de intemperismo sofrido pelo solo. O mineral gibbsita presente na camada mais superficial indica um processo de laterização acentuado, produto da alteração em solos tropicais e subtropicais sofrida pelas rochas ao longo do tempo. Nessa análise fica caracterizado o típico processo de laterização da região de cerrado.

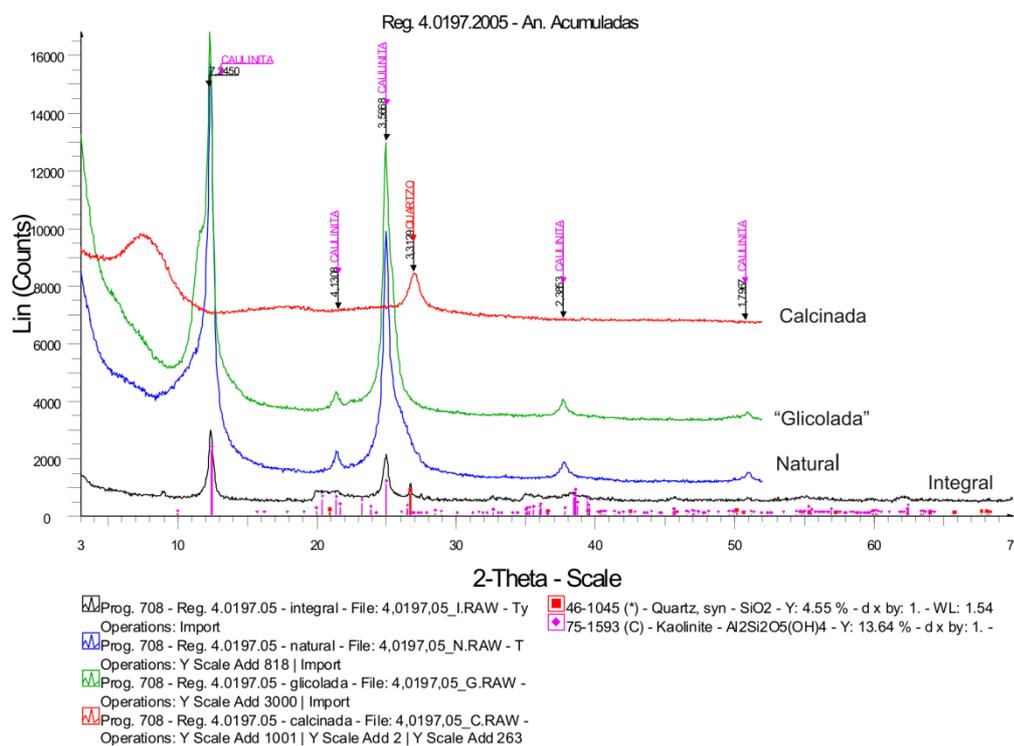


Figura 5.6 - Difratograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

5.2.2.2- Microscopia eletrônica de varredura

A Figura 5.7 mostra as duas amostras analisadas de 1,0m e 2,0m. As amostras foram preparadas sobre um porta-amostra, com aterramento feito com prata, e recobertas com material condutor. A metalização feita com ouro é necessária uma vez que o solo é um material não condutor.



Figura 5.7 – Preparação da amostra para ser analisada no Microscópio Eletrônico de Varredura. Metalização com ouro e aterramento com prata.

Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura foram realizados nas amostras indeformadas com cota de topo a 1,0 e 2.0m de profundidade. Pelas imagens pode observar detalhes importantes sobre a estrutura do solo. A Figura 5.8a mostra que o solo mais superficial tem estrutura fechada indicando um solo relativamente de baixa permeabilidade. A Figura 5.8b, apresenta uma estrutura menos fechada. A presença de poros maiores favorece o fluxo de água.

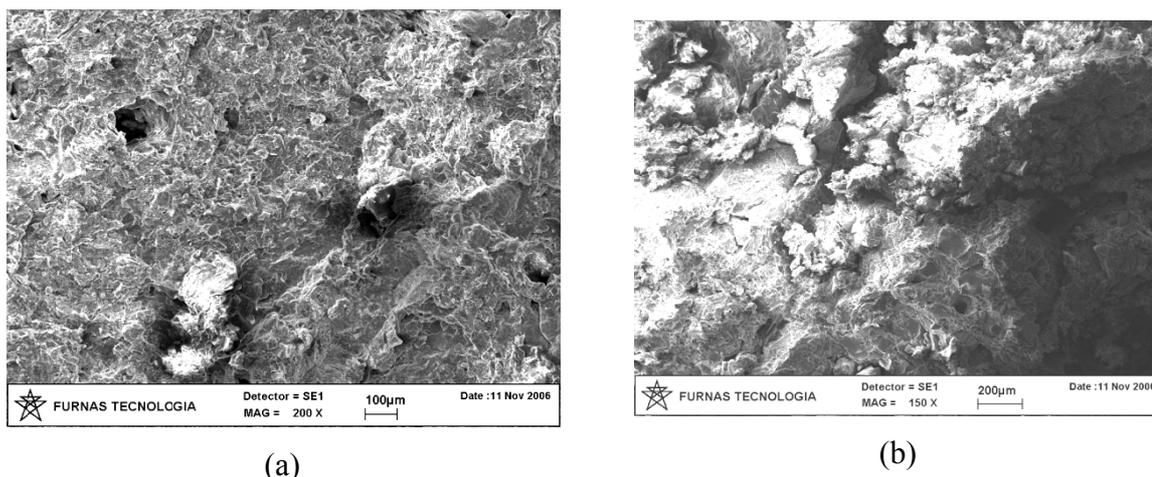


Figura 5.8 – Vista geral das amostras: a) 1,0m de profundidade, solo com estrutura, menos porosa aumento 200 vezes e, b) 2,0m de profundidade, maior presença de poros, aumento 150 vezes.

Combinando a análise dos resultados obtidos pela microscopia eletrônica de varredora e as análises feitas pela difração de Raios X foi, possível visualizar os componentes mineralógicos relevantes na estrutura do solo estudado. De acordo com a microscopia eletrônica de varredura os principais minerais na estrutura do solo, observados pela ampliação das amostras e pelas micro-análises através da contagem de energia dos elementos são os seguintes:

Mineral Quartzo: para o solo estudado o mineral quartzo aumenta com a profundidade. Na Figura 5.9a pode-se observar no ponto marcado, a presença deste mineral e na Figura 5.9b a respectiva micro-análise. Neste ponto também destaca a presença do titânio sugerindo a presença do mineral Ilmenita (FeTiO_3).

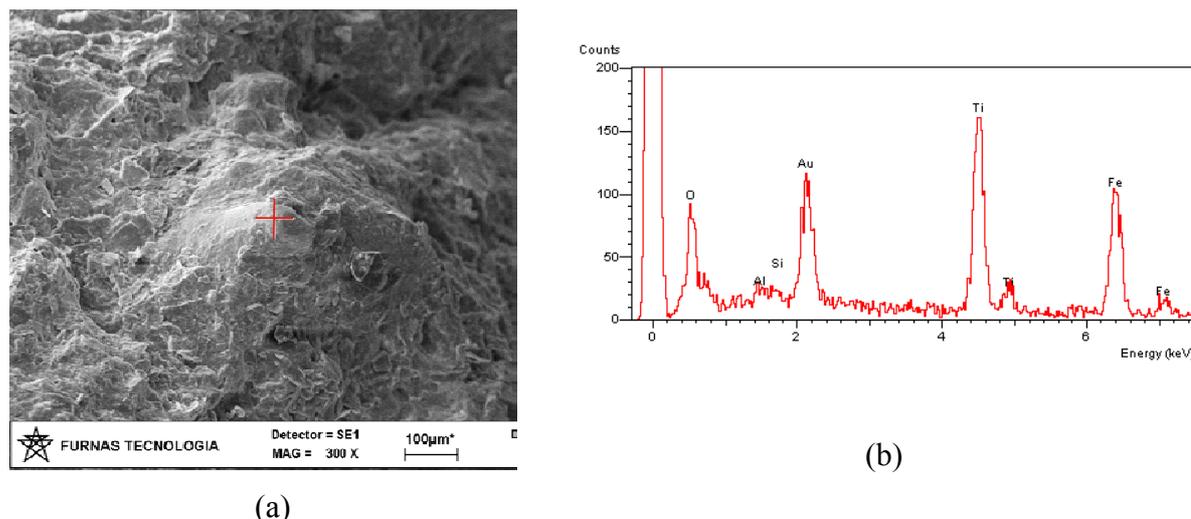


Figura 5.9– a) Cristais de quartzo no ponto marcado, b) micro-análise do quartzo e titânio.

Mineral caulinita: Pela Figura 5.10, observa-se a presença da caulinita, $(Al_2Si_2O_5(OH)_4)$ no ponto marcado com “x”. A Figura 5.11, apresenta a micro-análise indicando o elevado teor de óxido de alumínio e sílica. Nesta análise também pode observar ainda a presença de ferro. O mineral caulinita é identificado em “série de placas paralelas”.

A concentração preponderante de ferro e alumínio em relação aos demais constituintes dos solos é uma característica dos solos tropicais lateríticos, que pelas propriedades e comportamento particulares é de importância relevante para as obras de engenharia.

Mineral muscovita: Segundo ponto marcado da Figura 5.10, o argilomineral muscovita $(K,Na)(Al Mg Fe)_2(Si_3)O_{10}(OH)_2$, o mineral é identificado em “forma de livro” a exemplo da caulinita. A micro-análise, Figura 5.12, evidencia todos os elementos que compõem a fórmula dos dois minerais.

Pode-se ainda observar na Figura 5.10 a presença de poros profundos de menor ou maior tamanho, distribuído na massa de solo. Os macro poros favorecem o fluxo de água nos solos, embora a presença de argilominerais sejam os responsáveis pelas estruturas mais impermeáveis.

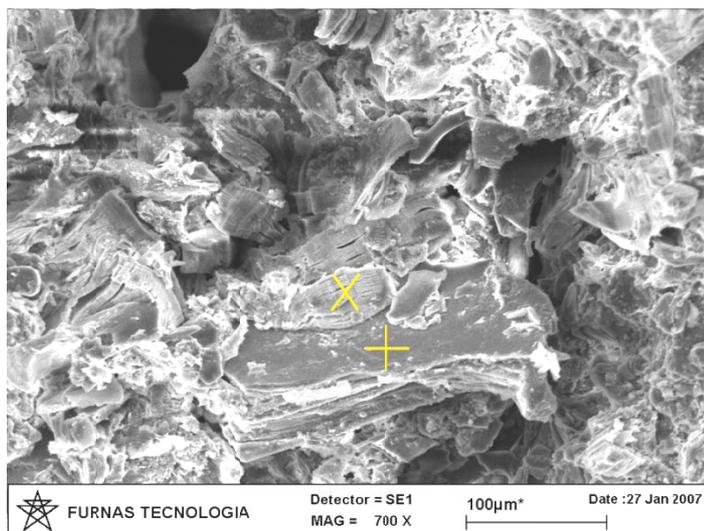


Figura 5.10 - Presença da caulinita no ponto marcado com “+” e mineral muscovita marcado com “X”.

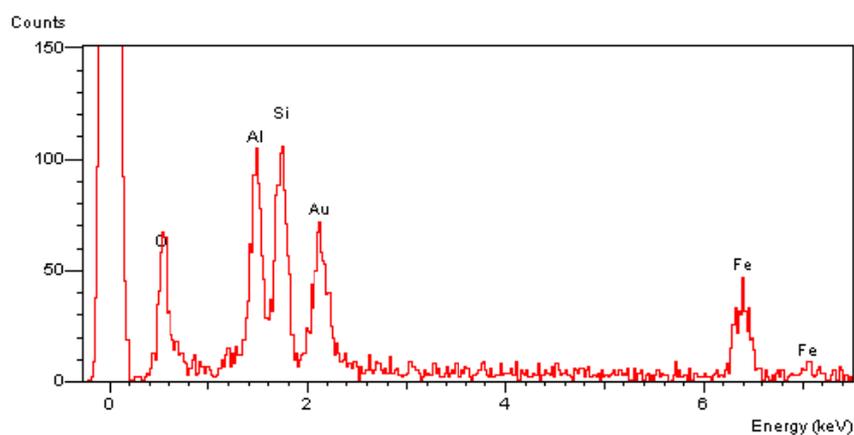


Figura 5.11 – Micro-análise da caulinita no ponto marcado da Figura 5.10.

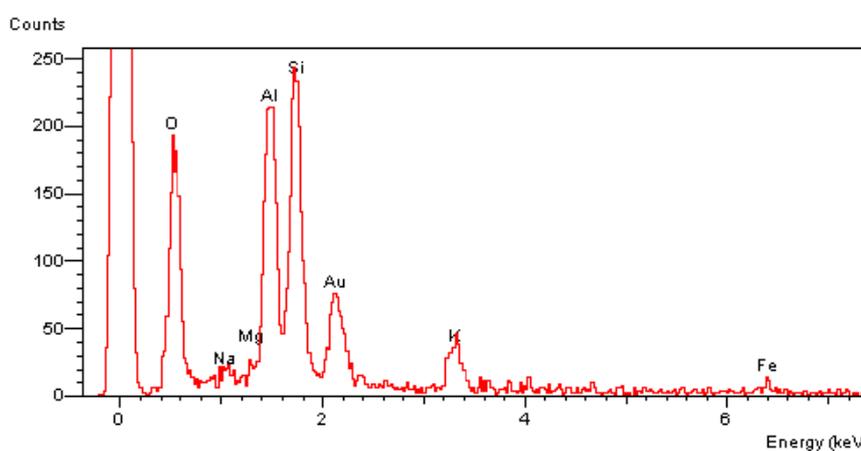


Figura 5.12 - Micro-análise da muscovita no ponto marcado da Figura 5.10.

A Figura 5.13a mostra a presença de macroporos profundos em amostra de estruturas fechadas e na Figura 5.13b ficam evidenciadas a formação de grumos ou concreções nos solos finos argilosos laterizados da amostra indeformada a 1,0m de profundidade.

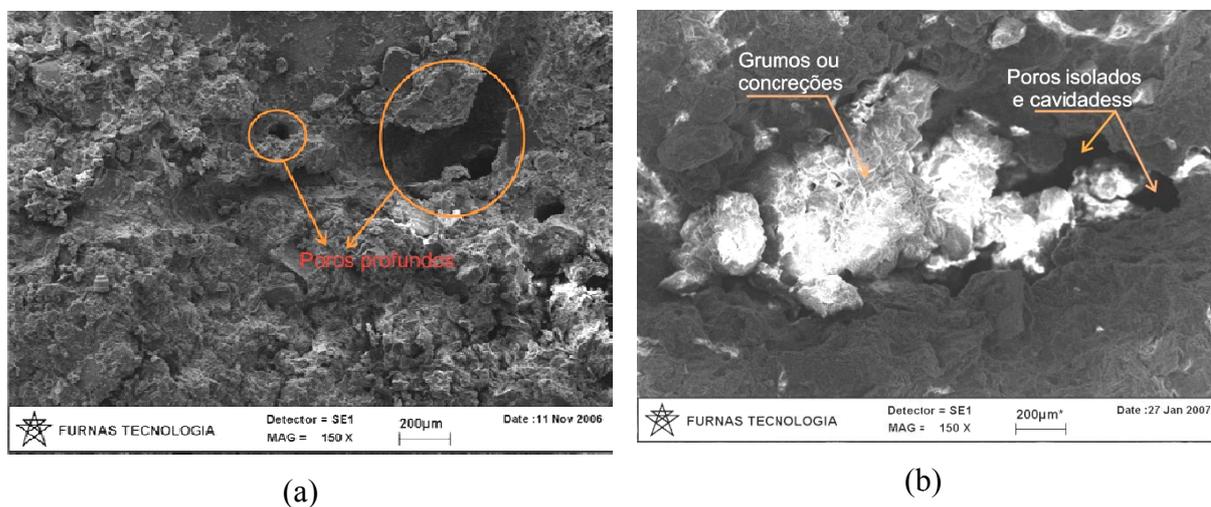


Figura 5.13 – a) Presença de macroporos profundos; b) Formação de grumos em caulinita, solos argilosos laterizados, posicionado em uma cavidade do solo com vários poros.

A Figura 5.14 apresenta formação de grumos ou concreções na amostra (parte mais clara) e presença de raiz na parte mais escura, à direita da figura.

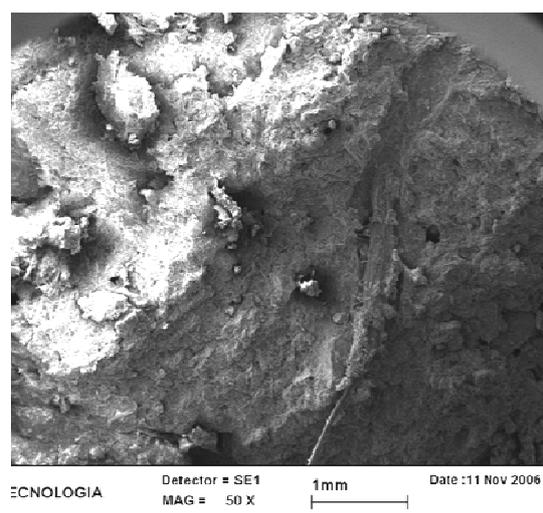


Figura 5.14 – Formação de macroporo pela presença de raiz, á direita da foto e vista de pequenas concreções no maciço.

Do ponto de vista estrutural o solo apresenta a formação dos grumos ou concreções e abertura de cavidades no maciço do solo. Os macroporos tanto podem ser em função da

estrutura do solo concrecionado como pode ser formados por raízes ou por perturbação por animais. A presença dos macroporos confere ao solo uma maior permeabilidade.

Os resultados da análise de microscopia eletrônica de varredura ratificam os resultados obtidos pela difração de Raios X que mostra teores elevados de óxidos de ferro e alumínio, (Fe e Al) além de silício e titânio (Si e Ti). Também podem ser visto a presença do quartzo, da caulinita e da muscovita. A presença de Fe e Al em altos teores indica cimentação.

5.2.3- Ensaio de papel filtro para obtenção da curva característica

Para a determinação das curvas características do solo foi utilizada a técnica do papel filtro e previsões aproximadas, baseadas na granulometria do solo. Os ensaios de papel filtro foram executados de acordo com as recomendações da ASTM D-5298 (1992) e Marinho (1995), utilizando as trajetórias de molhagem.

Para previsão da curva característica foram utilizados os modelos de Arya e Paris (1981) e Arya e Deirof (1989). As curvas granulométricas adotadas foram as baseadas no procedimento com defloculante e curvas de ajuste estão apresentadas nas Figuras 5.15 e 5.16.

Os parâmetros de ajuste para a curva a 1,0m de profundidade foram: $\psi_b = 4,3$, $\psi_{res} = 9019,8$, $S_{res} = 0,065$ e $a = 0,050$. E os parâmetros de ajuste para a curva a 2,0m de profundidade foram: $\psi_b = 2,2$, $\psi_{res} = 4306$, $S_{res} = 0,068$ e $a = 0,060$.

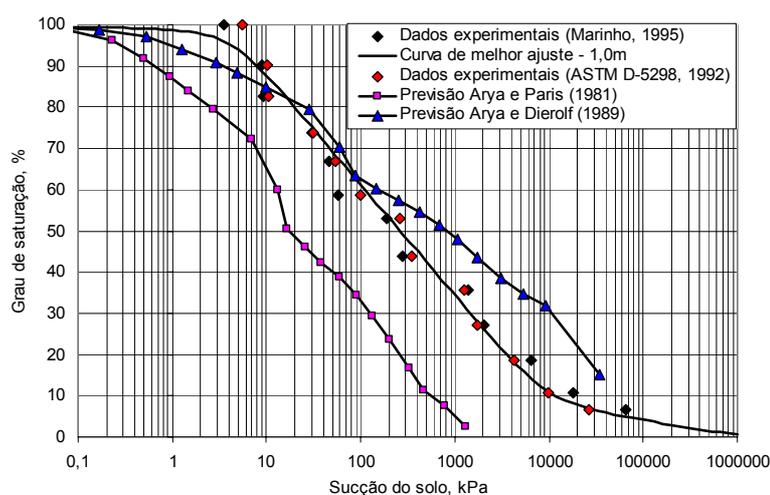


Figura 5.15 – Curva característica a 1,0m de profundidade.

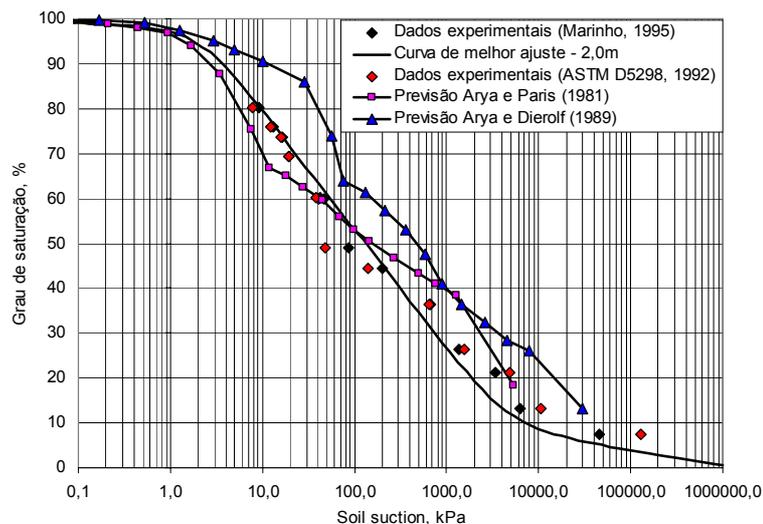


Figura 5.16 – Curva característica a 2,0m de profundidade.

Pode-se observar nas Figuras 5.15 e 5.16 que ambas as curvas características possuem inclinações relativamente suaves, refletindo uma distribuição suave de poros, com poros de variados diâmetros. O valor de entrada de ar entre de 2,2 a 4,3 sugere a presença de poros relativamente grandes, proporcionais a uma areia grossa a média. No entanto, a baixa taxa de redução do grau de saturação indica a presença de grande quantidade de poros de tamanhos reduzidos. O solo, portanto, possui uma grande capacidade de armazenamento de água, mesmo tendo razoavelmente elevadas sucções.

5.2.4- Ensaios de adensamento e de permeabilidade

Ensaios oedométricos foram realizados de acordo com a NBR 12007 CB-2 1990 e MB 3336/1990. Foram utilizadas duas amostras indeformadas, retiradas das profundidades de 1,0m e 2,0m. A Figura 5.17 mostra as curvas de compressão assim obtidas:

- Para a amostra de 1,0m de profundidade a pressão de pré-adensamento obtida foi de 340 kPa e um índice de vazios inicial de 0,981;
- Para a amostra a 2,0m de profundidade a pressão de pré-adensamento obtida foi de 155 kPa e o índice de vazios inicial foi de 1,40;
- A região em destaque indica a carga de inundação da amostra que foi de 100kPa e não foi observado colapso significativo.

Como as curvas não apresentaram descontinuidade considera-se que o solo ensaiado não é colapsível nas profundidades de 1,0 e 2,0m, para as cargas ensaiadas. O valor de 100kPa expressa uma pressão de carregamento do solo para as obras previstas naquele local.

A pressão de pré-adensamento com valor na a camada superior igual a 340 kPa pode representar o efeito do ressecamento da camada superficial.

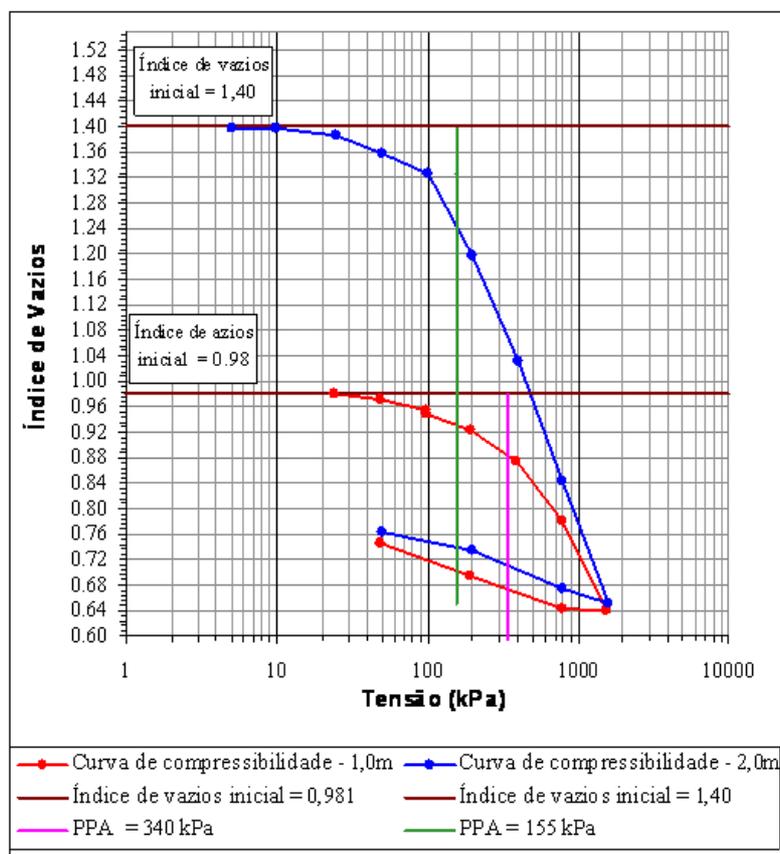


Figura 5.17 – Curva de compressibilidade do ensaio oedométrico com inundação, realizado para as profundidades de 1,0m e 2,0m.

Os ensaios de permeabilidade foram executados em permeâmetro de carga variável, adequado para solos finos, caso do solo em estudo. Na profundidade de 1,0m foi realizado o ensaio da permeabilidade com a amostra na vertical e a permeabilidade na horizontal foi considerada igual. Na profundidade de 2,0m as amostras foram ensaiadas nas duas direções vertical e horizontal. A Tabela 5.1 apresenta os resultados dos ensaios com as amostras retiradas das profundidades 1,0m e 2,0m.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios de permeabilidade, índice de vazios e umidade de saturação.

Profundidade (m)	Coefficiente de permeabilidade k_{20} em (m/s) (vertical)	Coefficiente de permeabilidade k_{20} em (m/s) (horizontal)	Índice de vazios (e)	Umidade de saturação (%)
1,0	$1,56 \times 10^{-7}$	$1,56 \times 10^{-7}$	0,981	32,86
2,0	$1,82 \times 10^{-6}$	$7,49 \times 10^{-7}$	1,400	50,55

Pode-se observar que a permeabilidade a 2,0m de profundidade é quase 10 vezes superior ao valor da cota de 1,0m. O coeficiente de permeabilidade maior na profundidade a 2,0m se justifica pelo maior índice de vazios nesta profundidade. Medições tomadas nas direções horizontais e verticais indicam moderada anisotropia.

5.3- ENSAIOS DE CAMPO

Reverendo a Figura 4.2 tem-se a vista geral do campo de pesquisa com a locação das estruturas estudadas como descrito a seguir:

- a. Poços de pequenos diâmetros: poços pilotos 1, 2 e 3;
- b. Poços de grandes diâmetros: poço revestido em tubo de concreto perfurado, poços revestidos em tijolo assentado em crivo 1 e 2;
- c. Valas ou trincheiras de infiltração 1 e 2;
- d. Cava Matsuo;
- e. Estacas 1, 2, 3 e 4 preenchidas com brita # 1.

Serão apresentados nessa seção os resultados dos ensaios de infiltração. Primeiramente serão apresentadas as observações sobre as valas tipo Matsuo e trincheiras que foram consideradas nos estágios iniciais desta pesquisa. Em seguida será dado foco ao principal componente de campo do trabalho que são os poços de infiltração e os poços pilotos.

Para o poço: poço revestido em tubo de concreto perfurado, o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 1 e 2 e os poços pilotos 1, 2 e 3, foram adotadas as metodologias de execução de ensaio e cálculo de permeabilidade pontuais em solos propostos pela ABGE (1986). Os ensaios foram realizados com carga variável, monitorando o rebaixamento por infiltração no solo. Apesar de facilitar a execução do ensaio, por não exigir

constante reabastecimento, o método com rebaixamento exige uma interpretação mais cuidadosa dos resultados.

A partir da segunda etapa os poços foram monitorados também na fase de inundação (1º dia) e este monitoramento recebeu o nome de “1º teste”. O teste propriamente dito, no dia seguinte, foi denominado por “2º teste” ou teste padronizado, de acordo com as recomendações da ABGE, para Ensaios de Permeabilidade em Solos (OLIVEIRA et al., 1996).

Os valores de taxa de infiltração média foram obtidos dos ensaios padronizados. No entanto, são desenhadas também as curvas do teste de inundação (1º teste), para possibilitar a comparação entre o comportamento da infiltração durante a inundação e durante os testes padronizados.

Para cada estrutura ensaiada são apresentadas figuras com os resultados como descrito a seguir, exceto para as estruturas que foram executadas posteriormente como os poços pilotos 2 e 3 e poço revestido em tijolo em crivo 2:

Resultado do monitoramento:

- a. Curvas de variação da taxa de infiltração com a profundidade durante a inundação e durante o ensaio padronizado;
- b. Curvas de variação da taxa de infiltração com a profundidade durante o ensaio padronizado com a determinação da taxa de infiltração média da estrutura;
- c. Curvas de variação da taxa de infiltração com o tempo para os testes durante a inundação e o teste padronizado com determinação da taxa de infiltração média.

O valor da taxa de infiltração média foi obtido através das curvas de taxa de infiltração versus à profundidade, até onde foi possível medir o rebaixamento dos poços. A curva de taxa de infiltração média

Os poços monitorados serão divididos em dois grupos:

- a. Poços de pequeno diâmetro: são poços que foram monitorados simultaneamente aos poços de grande diâmetro, para a obtenção de parâmetros para projeto de poços de infiltração através da comparação dos resultados entre os dois grupos;
- b. Poços de grande diâmetro: são poços de infiltração que foram previamente projetados com a finalidade de armazenamento no pico das enchentes e para avaliar a sua capacidade infiltração. Sua eficiência foi analisada com dados pluviométricos de 25 anos consecutivos, diários.

5.3.1- Valas tipo Matsuo e trincheiras de infiltração

O estudo das valas 1 e 2 e da cava tipo Matsuo, instaladas no campo de pesquisa, não foram aproveitados nessa pesquisa visto que as duas valas ou trincheiras 1 e 2, estavam muito próxima uma da outra e foram conectadas e apresentou vazamento no subsolo desde o primeiro abastecimento. Os testes ficaram inviáveis porque não foi possível controlar o vazamento para monitorá-las.

A cava tipo Matsuo sempre que era abastecida produzia em suas paredes erosão superficial com o carreamento das partículas mais finas para o fundo da cava, formando uma crosta que o de baixa permeabilidade. Esse processo retardava excessivamente a infiltração. Por exemplo, observando o nível d'água na cava depois de 24 horas foi registrado um rebaixamento de apenas 0,5cm, incompatível com a capacidade de infiltrar do solo local. A Figura 5.18a mostra a cava sendo monitorada e a Figura 5.18b mostra a crosta de colmatação bastante fissurada à medida que a lâmina d'água ia secando.

Nessas estruturas deveriam ter sido tomados cuidados especiais visto que as mesmas são bastante rasas e com maior probabilidade de desestabilização das paredes e colmatação do fundo. Para garantir a estabilidade das bordas das valas ou trincheiras 1 e 2 monitoradas seria necessário complementar o volume acima da camada drenante com solo compactado e utilizar dispositivos diferenciados de medições. A exposição das paredes laterais e a forma como as estruturas foram abastecidas interferiram no monitoramento. Estas estruturas por serem mais rasas, fazem com que o processo de infiltração ocorra nas camadas mais superiores, que são mais susceptíveis à erosão das paredes.



(a)



b)

Figura 5.18 - Cava Matsuo, a) parede sem proteção e solo muito erosivo; b) material fino depositado no fundo da cava tipo Matsuo ao final do teste de infiltração.

5.3.2 – Poço piloto

Durante o monitoramento dos poços pilotos a estabilidade do furo era determinante para a continuidade dos testes. Por esta razão foram perfurados três poços distintos em locais diferentes dentro da área estuda. Os poços 1 e 2 foram locados distantes aproximadamente 18m, um do outro e o poço 3 distante 5,90m do poço 1.

A Tabela 5.2 apresenta as etapas e os testes realizados com os poços pilotos para cada situação. As taxas de infiltração obtidas serão analisadas com relação à profundidade ou versus o tempo decorrido.

O poço piloto 2 foi construído para substituir o poço piloto 1 devido a perda da sua geometria por alargamento do fuste e assorimento do fundo e o poço piloto 3 para substituir o poço piloto 2 pelas mesmas razões.

Todos os poços pilotos foram construídos com as mesmas características geométricas e igualmente espaçados das demais estruturas de infiltração, conforme apresentado no capítulo 4. Os poços pilotos possuem diâmetro de 0,20m, profundidade de 2,0m e não possuíam revestimento em manta geotêxtil. A falta do revestimento foi justificada pela necessidade de propor uma estrutura simples para a obtenção dos parâmetros de projeto.

Características dos poços pilotos: diâmetro - 0,20m; profundidade - 2,00m; poço sem revestido.

Tabela 5.2 – Etapas e testes para os poços pilotos.

Poço nº	Identificador	Etapas ensaiada	Teste	Condição do teste	Data de realização do teste
1	I1	1ª	1º teste	Inundação	26/08/2004
1	I2	1ª	2º teste	Padronizado	31/08/2004
1	I3	2ª	1º teste	Inundação	29/12/2004
1	I4	2ª	2º teste	Padronizado	30/12/2004
1	I5	3ª	1º teste*	Inundação	12/04/2005
2	I6	2ª	2º teste	Inundação	30/12/2004
2	I7	3ª	1º teste	Inundação	12/04/2005
2	I8	3ª	2º teste	Padronizado	13/04/2005
3	I9	4ª	1º teste	Inundação	10/11/2005

* não foi realizado o 2º teste por assoreamento do fundo do poço.

5.3.2.1- Poço piloto 1

Este poço foi ensaiado nas duas primeiras etapas, nos testes de inundação e padronizado, e na 3ª etapa só pode ser ensaiado na inundação. Nas etapas seguintes, por perda da geometria com alargamento do fuste e assoreamento do fundo, o poço foi substituído pelo Poço Piloto 2.

A Figura 5.19 apresenta as curvas de infiltração para o poço piloto 1. Observa-se que a taxa de infiltração do teste I1 foi superior às demais e que a taxa de infiltração do teste I2 foi a menor dos testes de inundação. O teste I1 foi realizado na época mais seca do ano (ver Figura 2.10).

Entre 0,35m e 0,60m os valores de I3 e I5 se alternam. A partir de 0,60m de profundidade há uma equalização no comportamento da taxa de infiltração num intervalo decrescente de $1,0 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$ a $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$, ao longo do perfil.

Pode-se também observar que a relação entre os testes de inundação no 1º dia e o teste padronizado no 2º dia não seguiram tendências claras.

O resultado das curvas relativas aos monitoramentos do teste de inundação e do teste padronizado na estação da seca apresentaram grandes diferenças entre si na primeira etapa (agosto/2004). Já na segunda etapa, durante o início da estação chuvosa, observa-se que não há variação significativa entre as o resultado da inundação inicial e o teste padronizado. Pode-se observar também que nos dois casos abaixo de 0,60m, há uma tendência de um comportamento único. Os resultados indicam que nas estações mais chuvosas a inundação não influencia o teste padronizado.

A reta pontilhada, Figura 5.20, representa a taxa de infiltração média em relação aos testes padronizados como recomenda a padronização de Oliveira (1996).

Uma outra forma de apresentar os resultados das curvas de taxa de infiltração é em relação ao tempo, como mostra a Figura 5.20. As curvas de taxa de infiltração, resultado dos testes do poço piloto nº 1 nas duas etapas em que este foi ensaiado de acordo com as recomendações da ABGE, tem valor médio de taxa de infiltração igual é a $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$ considerando as curvas obtidas nos testes padronizados realizados (31/08/2004 e 30/12/2004). No entanto, se considerar o conjunto de todas as curvas o valor que melhor representaria a taxa de infiltração média seria $6,5 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$, como mostra a curva pontilhada em vermelho na Figura 5.20.

5.3.2.2- Poço piloto 2

O poço piloto nº 2 foi escavado na 2ª Etapa em 30/12/2004, no dia do monitoramento do teste padronizado. Portanto nesta data este foi monitorado sob a condição de inundação.

A Figura 5.21 apresenta os resultados do monitoramento do poço piloto 2. De acordo com esta figura o poço apresentou um comportamento com maior capacidade de infiltração na camada superior para todos os testes. Para os testes realizados em abril apresentou uma tendência em convergir os resultados de taxa de infiltração com a profundidade o mesmo não foi observado em relação ao teste realizado em dezembro.

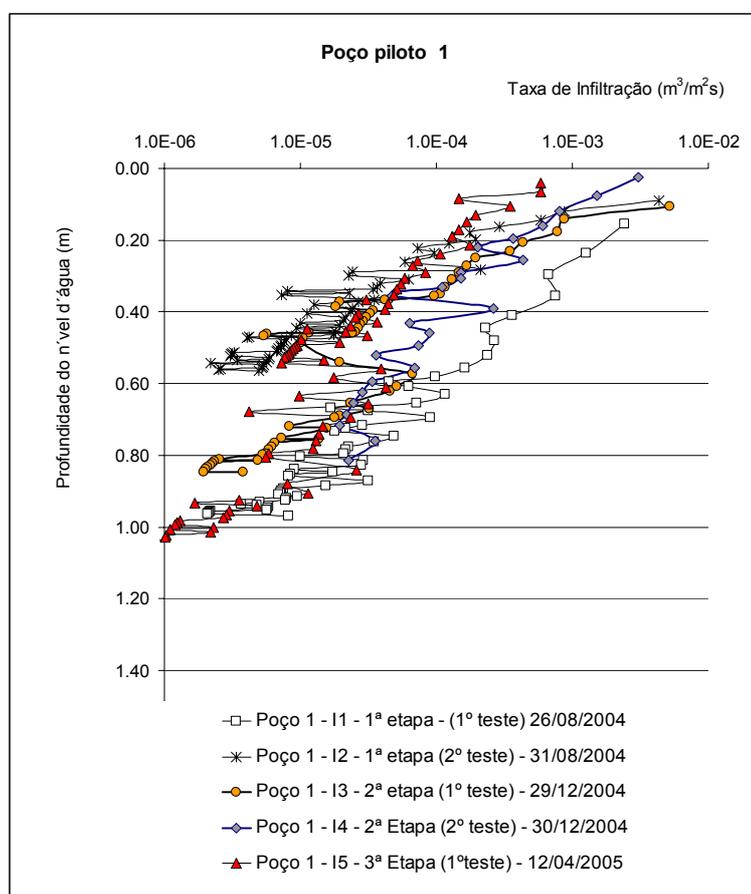


Figura 5.19 – Resultado das curvas de infiltração do poço piloto nº 1 nas etapas de inundação e monitoramento padronizado.

Analisando na mesma etapa os ensaios de 1º e 2º testes para o poço nº 2 observa-se que as taxas de infiltração nos dois casos até a profundidade de 0,15m não mostraram grandes oscilações. A partir de 0,15m de profundidade a taxa de infiltração durante a inundação foi menor do que a taxa de infiltração durante o teste padronizado. Para esse poço a taxa de

infiltração de convergência com a profundidade é igual a $1,50 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$ como apresentado nas Figuras 5.21 e 5.22.

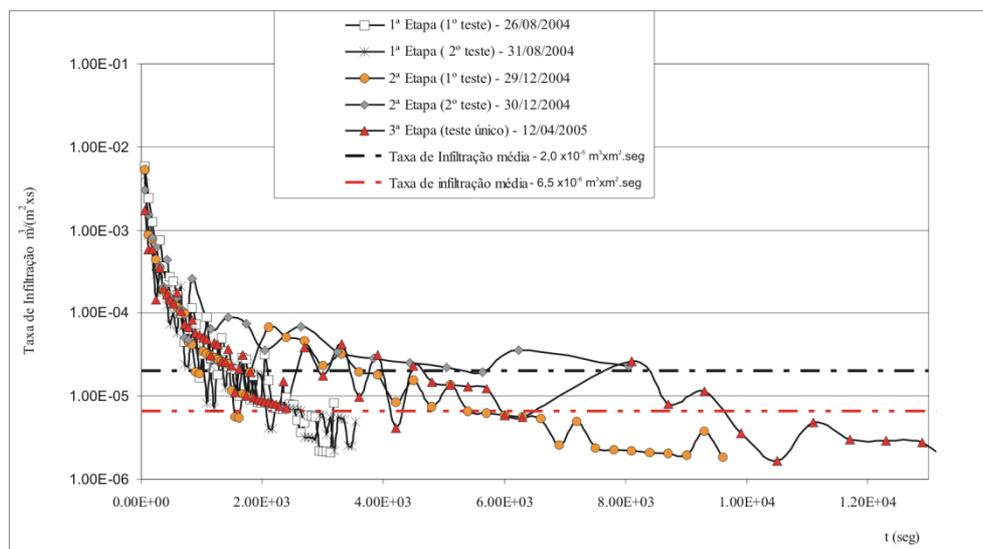


Figura 5.20 - Curva da capacidade de infiltração do solo em relação ao tempo de teste na inundação e no teste padronizado do poço a trado, poço piloto nº 1.

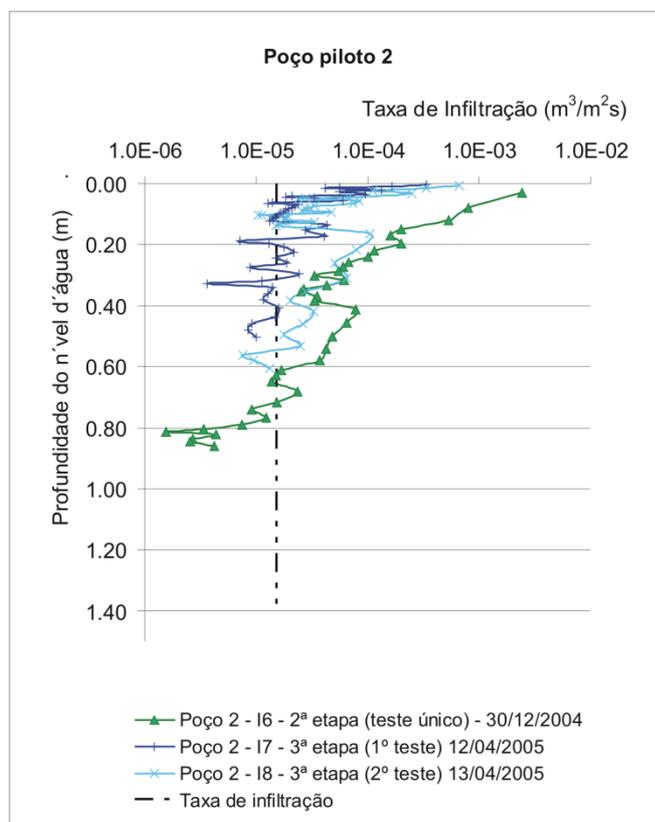


Figura 5.21 – Testes completos do poço piloto 2 com o valor da taxa de infiltração média.

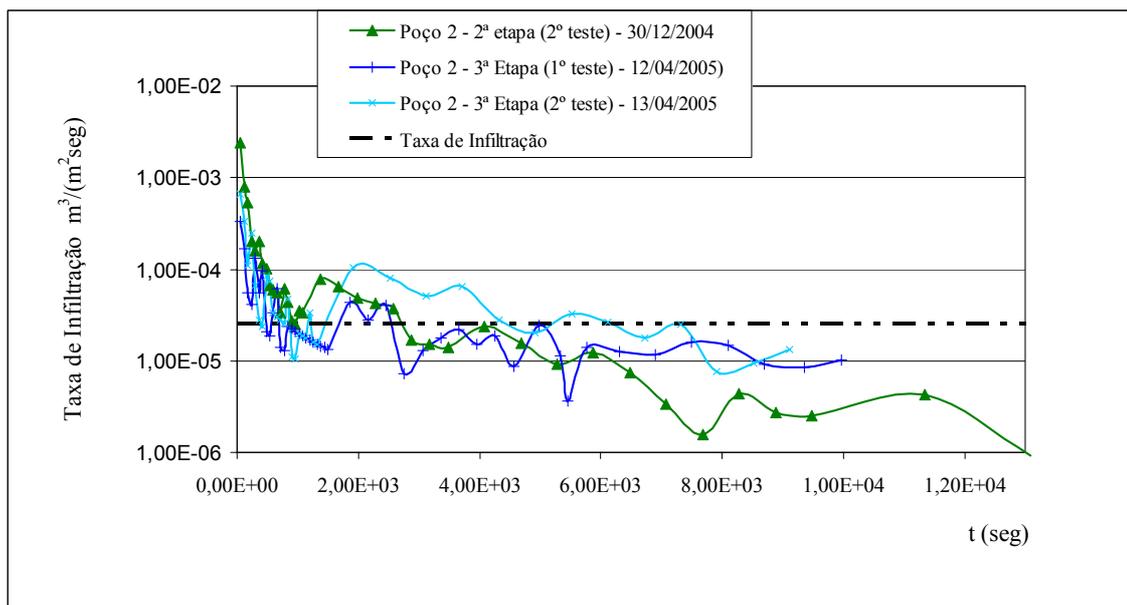


Figura 5.22 – Resultados do poço piloto 2 com taxa de infiltração que converge.

Pode-se notar também que nos testes de inundação o poço nº 2 teve a taxa de infiltração reduzida na estação mais úmida, com a infiltração do teste I7 menor que a infiltração do teste I6.

A partir da profundidade de 0,15m a taxa de infiltração na inundação (I7) foi menor do que a taxa de infiltração no teste padronizado, I8. Quando analisado dezembro e abril simultaneamente, observa-se que em abril os resultados foram sempre menores. Neste poço observa-se também a falta de repetibilidade quando monitorado sob mesma condição de inundação.

5.3.2.3- Poço piloto 3

O poço piloto nº 3 foi escavado na 4ª Etapa em 10/11/2005, no dia do monitoramento do teste padronizado. Portanto, esse foi monitorado sob a condição de inundação.

O poço piloto 3 foi executado devido a impossibilidade de voltar a monitorar os poços pilotos 1 e 2. Os resultados do monitoramento do poço nº 3 aparecem nas Figuras 5.23 e 5.24, juntamente com os resultados dos poços 1 e 2. Monitorado no início da estação chuvosa, mas com o lençol freático em posição bastante baixa o poço teve comportamento muito parecido com o poço ensaiado em agosto de 2004, estação seca.

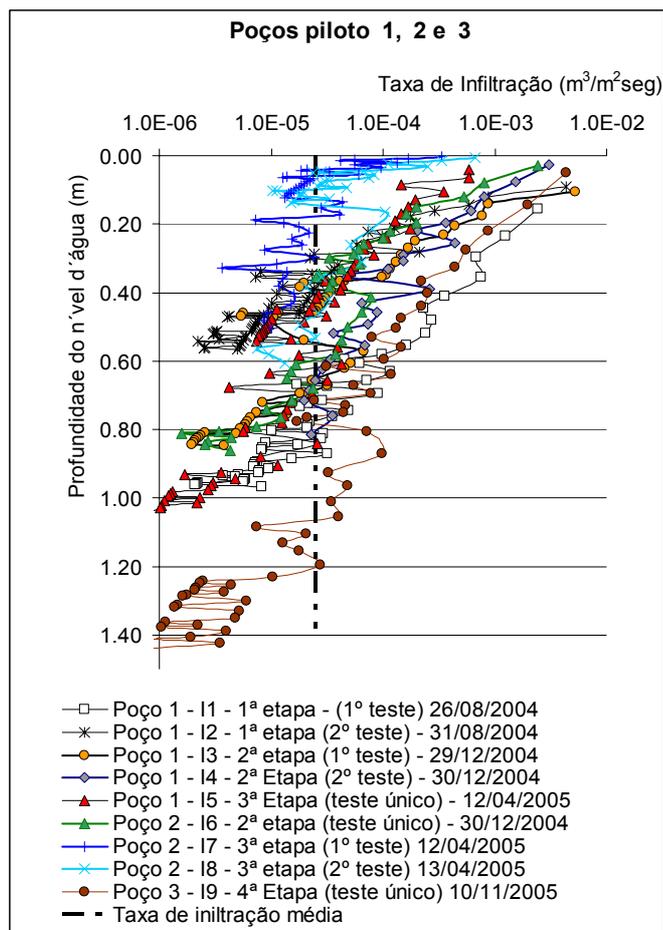


Figura 5.23 – Resultados dos poços pilotos nº 1 e 2 quando testados sozinhos ou simultaneamente numa mesma etapa, (eventos registrados na 2ª e 3ª etapas – inundação).

Através das Figuras 5.23 ou 5.24 fica evidente que nas diversas etapas em que os poços pilotos foram ensaiados o valor médio de taxa de infiltração foi $2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$, para qualquer estação e para qualquer nível de lençol freático. Na Figura 5.24 só foram considerados os resultados dos poços ensaiados de acordo com o teste padronizado para determinação da taxa de infiltração média.

5.3.3– Poços de grande diâmetro

Os poços de infiltração revestidos, ensaiados foram os seguintes:

- Poço de infiltração revestido com tubo de concreto perfurado – foi ensaiado no 2º teste da 1ª Etapa, e nos 1º e 2º testes das demais etapas;
- Poço de infiltração revestido em tijolo maciço assentado em crivo I – foi ensaiado no 2º teste da 1ª Etapa, e nos 1º e 2º testes das demais etapas;

c. Poço de infiltração revestido em tijolo maciço assentado em crivo II – foi ensaiado nos 1º e 2º testes da 2ª e 3ª etapas.

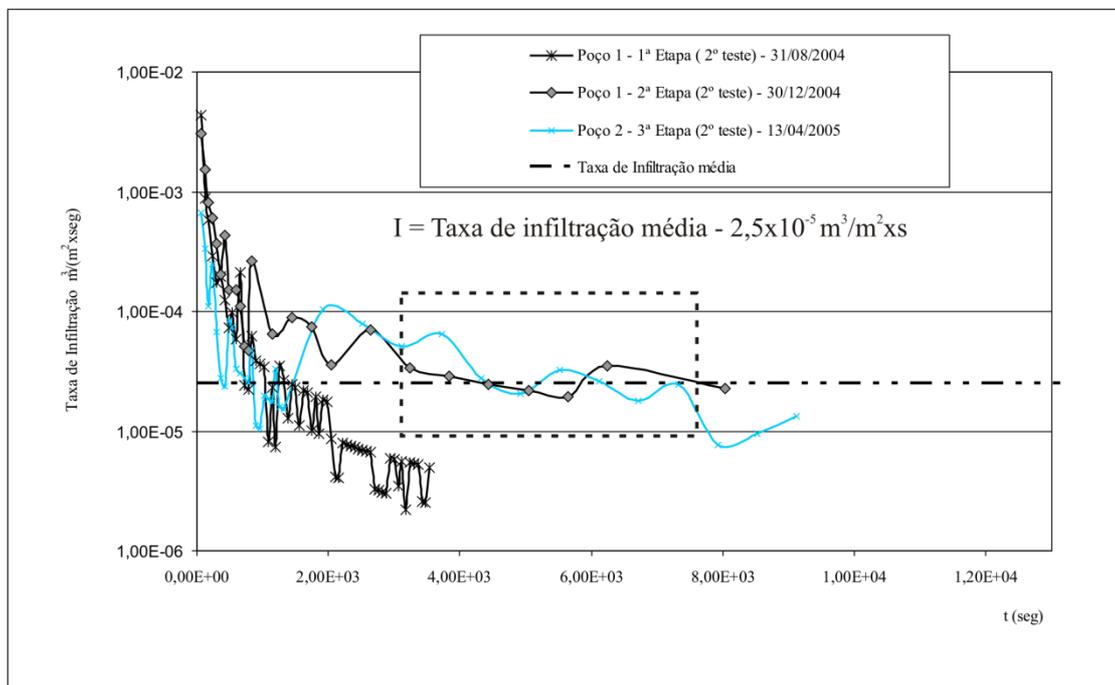


Figura 5.24 – Resultados de todos os testes dos poços 1, 2 e 3 para os testes padronizados.

5.3.3 1- Poço revestido em tubo de concreto perfurado

Características do poço: diâmetro - 1,00m; profundidade - 2,50m; poço revestido em tubo de concreto armado com 52 furos com maior concentração nos tubos inferiores.

A Tabela 5.3 ilustra os identificadores adotados para os testes com o poço revestido em tubo de concreto perfurado. Os identificadores possibilitam a análise dos resultados do poço e facilitam a identificação das etapas e dos testes ensaiados para cada situação com as respectivas taxas de infiltração.

Tabela 5.3 – Etapas e testes para o poço revestido em tubo de concreto perfurado.

Identificadores	Etapas ensaiada	Teste	Condição do teste	Data de realização do teste
I1	1ª	2º teste *	Padronizado	31/08/2004
I2	2ª	1º teste	Inundação	29/12/2004
I3	2ª	2º teste	Padronizado	30/12/2004
I4	3ª	1º teste	Inundação	12/04/2005
I5	3ª	2º teste	Padronizado	13/04/2005
I6	4ª	1º teste	Inundação	09/11/2005
I7	4ª	2º teste	Padronizado	10/11/2005

* não foi monitorado no 1º teste desta etapa.

A Figura 5.25 apresenta os resultados dos testes de taxa de infiltração em relação à profundidade, para todos os testes realizados, considerando os testes de inundação e testes padronizados pela Oliveira (1996).

Pode-se observar que nas curvas de infiltração I1 e I7, obtidas em agosto/2004 em plena estação seca e em novembro de 2005 no início da estação chuvosa, o poço apresentou uma maior taxa de infiltração do que em qualquer outra estação do ano.

Quando analisado a curva I1, estação seca, em relação aos demais testes, conclui-se que a taxa de infiltração na estação seca foi maior até a profundidade de 0,70m. No entanto, as curvas I3 e I6 apresentaram um comportamento diferenciado destoando dos outros testes. A curva de I6 a partir de 0,70m convergiu para valores semelhantes aos demais testes, estabilizando para valores de “I” entre $1 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s} < I < 7 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$. A curva de I3, ao contrário das demais continuou a decrescer sua taxa de infiltração com a profundidade.

No geral todos os testes apresentam uma maior taxa de infiltração até a profundidade de 0,70m. Porém com maior variabilidade ao longo do ano. Esses resultados indicam que as camadas superiores sofrem maiores variações de umidade durante as estações seca e chuvosa. A partir de 0,70m de profundidade as curvas para todos os testes (exceto I3), se aproximam e tendem a um valor médio.

Pela disposição de todas as curvas em que o poço foi ensaiado, seja no monitoramento durante a inundação ou no teste padronizado, ficou evidente que a inundação na estação chuvosa foi menos relevante.

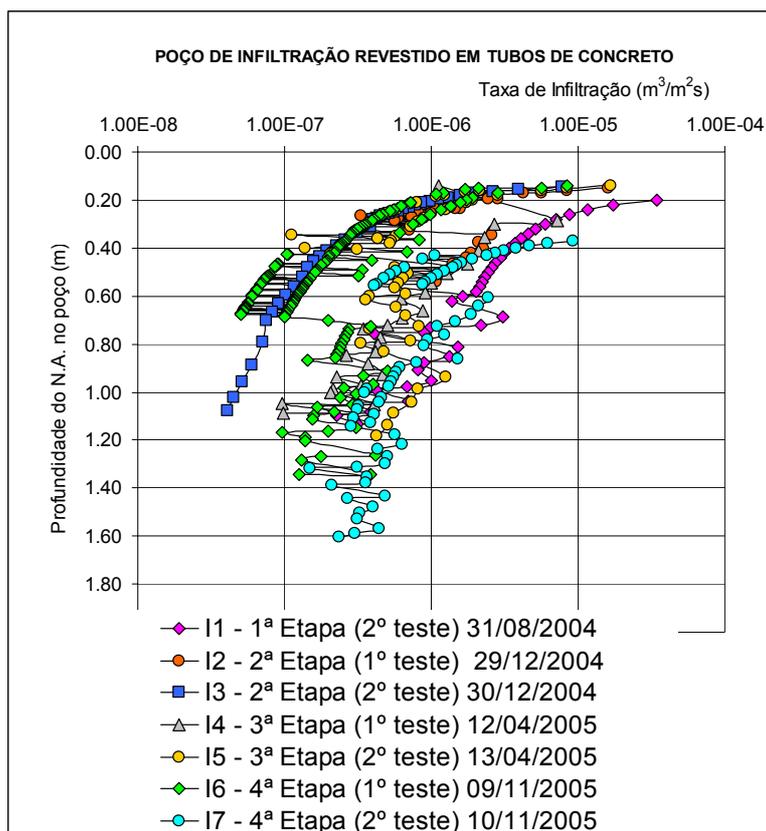


Figura 5.25 – Resultados de todas as etapas ensaiadas.

Na Figura 5.26, a partir das curvas de taxa de infiltração nas etapas ensaiadas pelo critério da Oliveira (1986), foi determinada a taxa de infiltração média do poço revestido em tubo de concreto, cujo valor foi de $4,0 \times 10^{-7} m^3/m^2s$.

A Figura 5.27 mostra o conjunto de curvas de taxa de infiltração em relação ao tempo. Partindo dessas curvas é possível analisar as alterações no comportamento da estrutura durante o monitoramento.

A taxa de infiltração média foi avaliada na faixa entre uma e três horas e meia de monitoramento, esse período foi considerado de maior estabilidade do teste. Essa faixa não incorpora a influência das camadas superiores mais susceptíveis à variação de umidade e secagem com taxa de infiltração maior e também a influência da redução da carga hidráulica à medida que o poço esvazia pode reduzir a taxa de infiltração. Na Figura 5.27 o quadro pontilhado demarca a faixa escolhida para determinação da taxa de infiltração média.

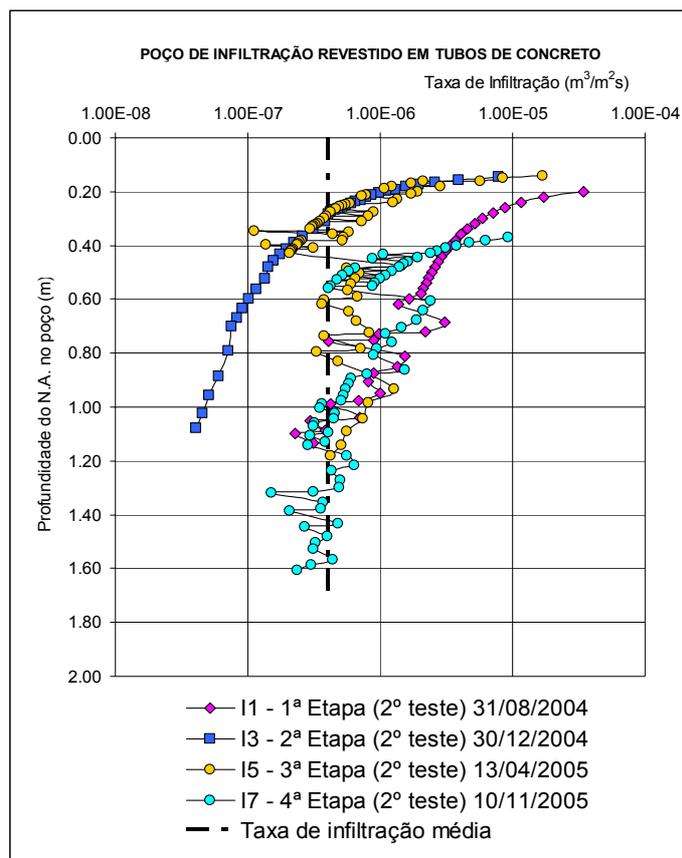


Figura 5.26 – Resultado de taxa de infiltração do poço revestido em tubo de concreto armado e perfurado, estrutura ensaiada em todas as etapas

Os resultados e comportamento das curvas de infiltração no teste de inundação são apresentados na Figura 5.28. Até a profundidade de 0,70m, a curva resultante do teste no início da estação chuvosa (I6) apresentou uma menor capacidade de infiltração do que em dezembro de 2004 e final da estação chuvosa, abril de 2005. De acordo com as características do solo estudado a camada superior até a profundidade de 0,60 a 0,70m sempre registrou infiltração maior do que em profundidades maiores.

Nas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 é possível analisar a influência da inundação para o poço revestido em tubo de concreto perfurado. Na segunda etapa até 0,50m os dois testes apresentam uma boa repetibilidade. A partir de 0,50m de profundidade se observa uma defasagem de 6,5 vezes (de $4,0 \times 10^{-7}$ para $2,60 \times 10^{-6} m^3/m^2s$) e os dois testes apresentam uma taxa de infiltração cada vez menor. Na terceira, até 0,50m, a taxa de infiltração é maior para o teste inundação. Após 0,50m de profundidade os resultados apresentam boa repetibilidade, mas após 0,90cm o comportamento se inverte, com a taxa de infiltração durante a inundação menor do que aquela durante o teste padronizado. Na quarta etapa o teste de inundação

apresenta menor taxa de infiltração do que o teste padronizado, mas depois de 0,90m o seu valor se eleva e apresenta boa repetibilidade.

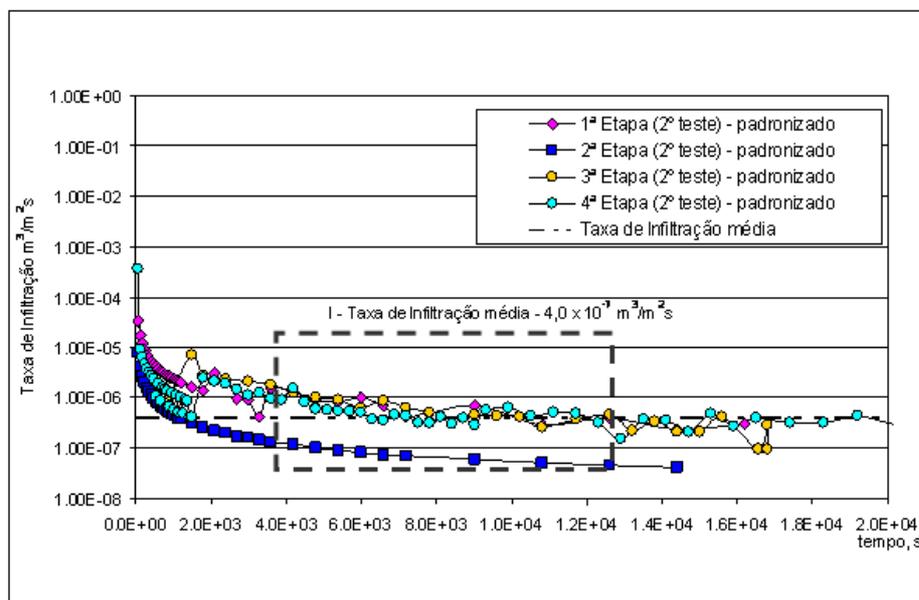


Figura 5.27 – Curva de infiltração do solo em relação ao tempo do poço - revestido em tubo de concreto armado e perfurado.

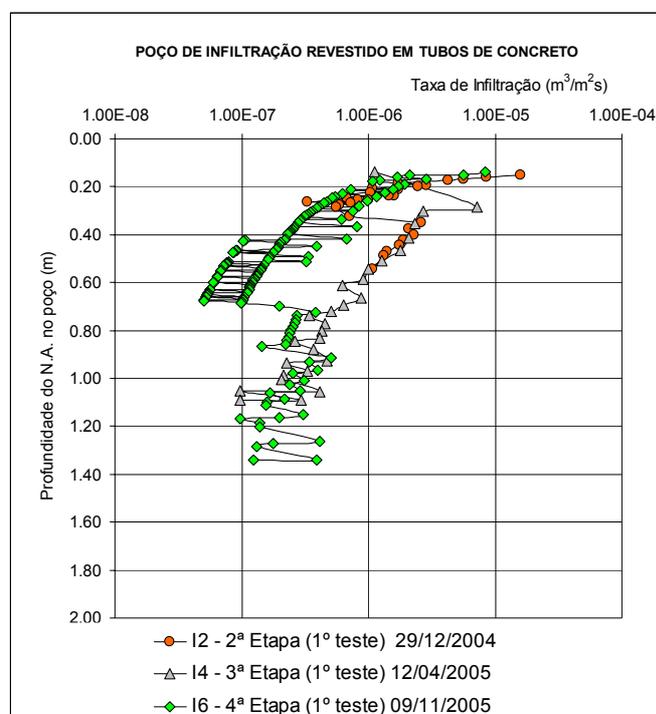


Figura 5.28 - Dados das curvas de infiltração do poço revestido em concreto quando monitorado na inundação.

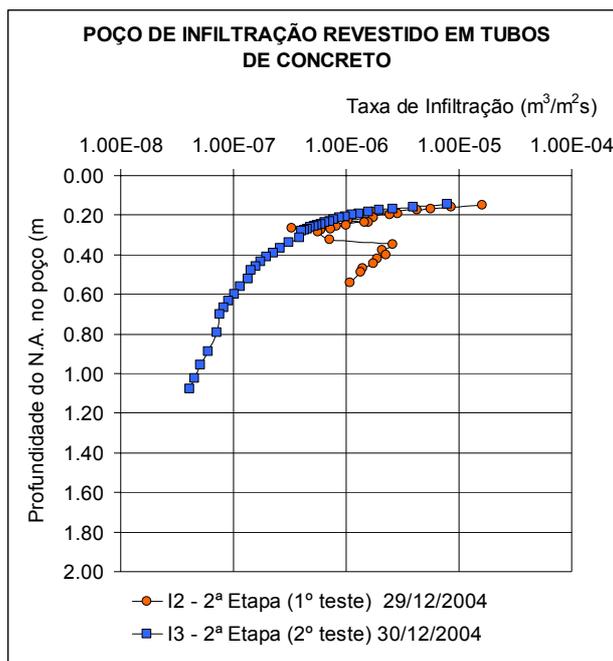


Figura 5.29 – Resultado da segunda etapa nos testes de inundação e padronizado.

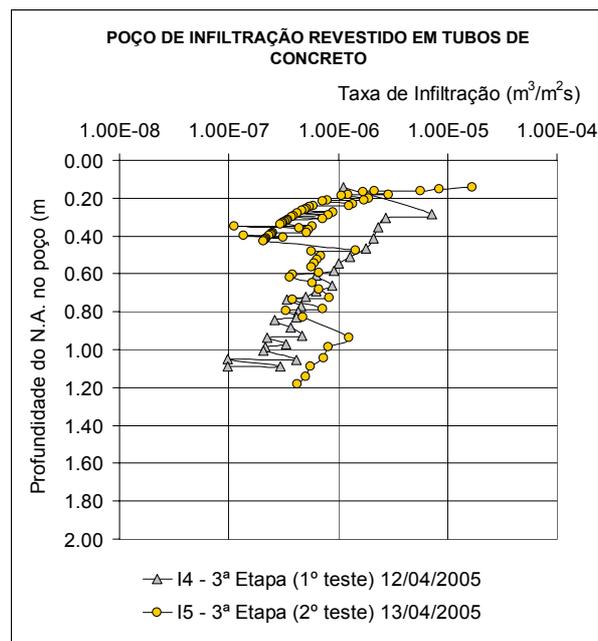


Figura 5.30 – Resultado da terceira etapa nos testes de inundação e padronizado.

Este fenômeno já foi observado por Souza, (2002), que cita que o aumento na velocidade de infiltração para o solo mais úmido, pode ser explicado pelo estabelecimento de conectividade entre os poros deste solo através do preenchimento entre os vazios do solo pela água. Para solos mais saturados por longos períodos de chuvas as taxas de infiltração aumentam com o aumento da saturação local.

5.3.3.2- Poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo n ° 1

Características do poço:

Diâmetro interno - 0,82m;

profundidade - 2,50m;

poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo.

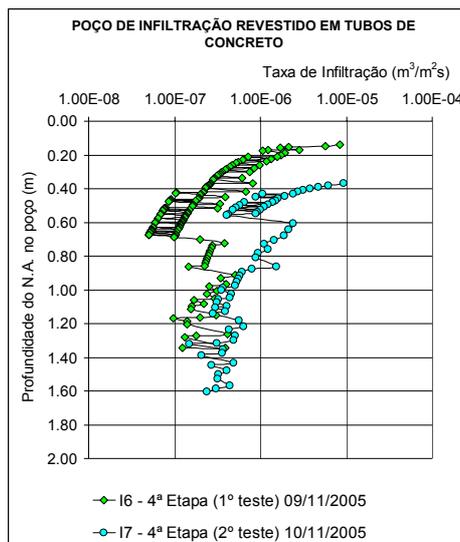


Figura 5.31 – Resultado da quarta etapa nos testes de inundação e padronizado

A Tabela 5.4 ilustra os identificadores dos testes nesse poço.

A Figura 5.32 apresenta os resultados do teste do poço monitorado durante os testes de inundação e durante o teste padronizado. Nessa figura observa-se uma mesma tendência dos testes convergindo para um valor de I na faixa $2,3 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$ a $2,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$. O maior valor de taxa de infiltração ocorreu em dezembro de 2004 para I3 e o menor ocorreu para I6 em novembro de 2005.

Tabela 5.4 – Etapas e testes para o poço revestido em tijolo nº1.

Poço	Identificador	Etapa ensaiada	Teste	Condição do teste	Data de realização do teste
Poço revestido em tijolo em crivo nº1	I1	1 ^a	Único	Padronizado	31/08/2004
	I2	2 ^a	1º teste	Inundação	29/12/2004
	I3	2 ^a	2º teste	Padronizado	30/12/2004
	I4	3 ^a	1º teste	Inundação	12/04/2005
	I5	3 ^a	2º teste	Padronizado	13/04/2005
	I6	4 ^a	1º teste	Inundação	09/11/2005
	I7	4 ^a	2º teste	Padronizado	10/11/2005

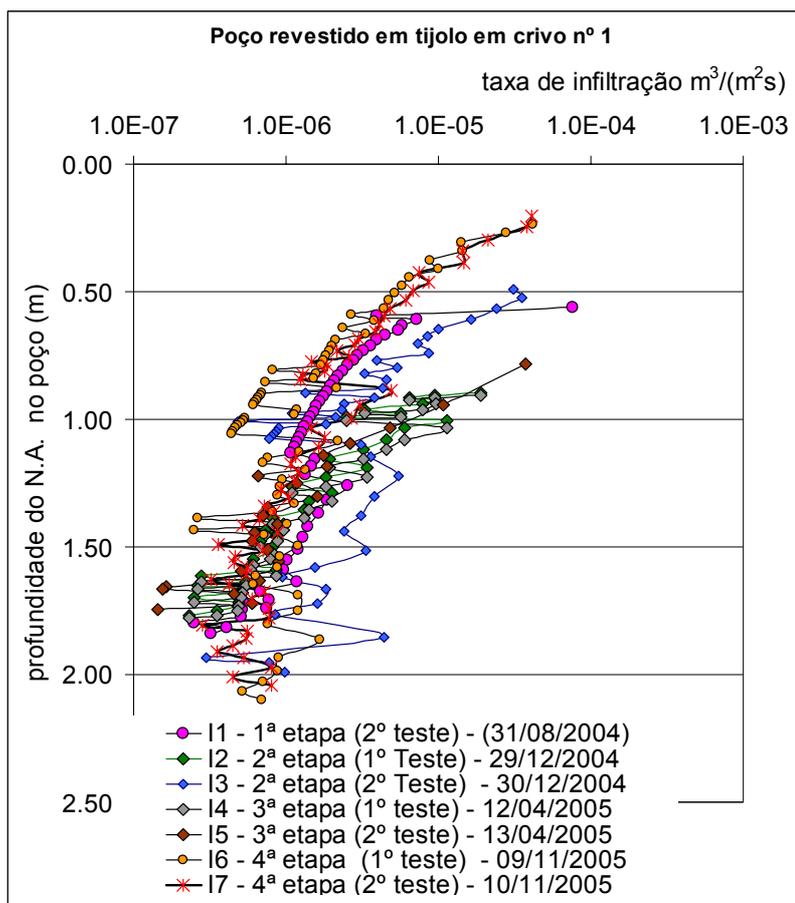


Figura 5.32 – Resultados dos testes na inundação e padronizado do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 1.

Na Figura 5.33 estão plotadas as curvas de taxa de infiltração do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo nº 1 para os testes padronizados. A partir das curvas é possível observar que a taxa de infiltração média para projeto é de $7,50 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$. Este valor parece válido para qualquer estação a qualquer nível de lençol freático.

A Figura 5.34, mostra vários picos nas curvas da capacidade de infiltração para o poço de tijolo em crivo nº 1 em praticamente todas as etapas dos testes.

Na Figura 5.35, estão os resultados dos testes de inundação. Nota-se uma boa repetibilidade nos testes de dezembro de 2004 e março de 2005, na mesma temporada de chuva. Entre as profundidades de 1,0 e 1,80m também se observa repetibilidade com o teste de inundação de novembro de 2005.

Para comparar o efeito da inundação no poço as Figuras 5.36, 5.37 e 5.38 mostram a relação entre os testes da inundação e padronizado para o poço revestido em tijolo em crivo 1.

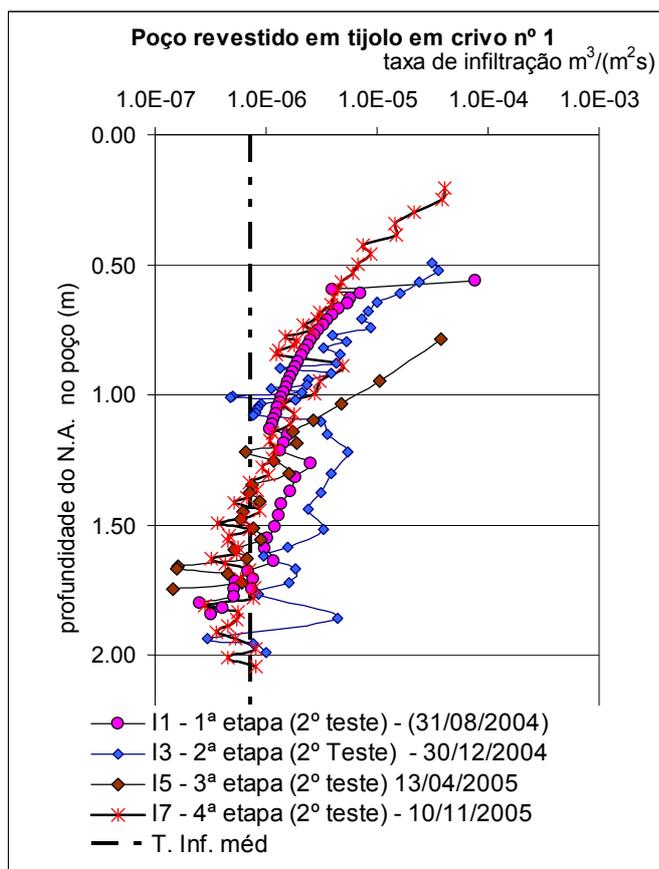


Figura 5.33 – Resultado de taxa de infiltração do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 1. Testes padronizados com a taxa de infiltração média.

Neste poço a relação entre os monitoramentos na inundação e no teste padronizado apresentam pequenas diferenças. Na segunda etapa, em dezembro de 2004, a infiltração durante a inundação é mais rápida até 1,20m e depois alterna com o teste padronizado e continua menor. Na terceira etapa, em abril de 2005, se observa uma boa repetibilidade entre as duas situações, inundação e teste padronizado. Na quarta etapa, em novembro de 2005, também se observa boa repetibilidade, sem influência do processo de inundação, excessão para o trecho entre 0,85m a 1,10m de profundidade.

Para comparar o efeito da inundação no poço as Figuras 5.36, 5.37 e 5.38 mostram a relação entre os testes da inundação e padronizado para o poço revestido em tijolo em crivo 1. Neste poço a relação entre os monitoramentos na inundação e no teste padronizado apresentam pequenas diferenças. Na segunda etapa, em dezembro de 2004, a infiltração durante a inundação é mais rápida até 1,20m e depois alterna com o teste padronizado e continua menor. Na terceira etapa, em abril de 2005, se observa uma boa repetibilidade entre as duas situações, inundação e teste padronizado. Na quarta etapa, em novembro de 2005,

também se observa boa repetibilidade, sem influência do processo de inundação, excessão para o trecho entre 0,85m a 1,10m de profundidade.

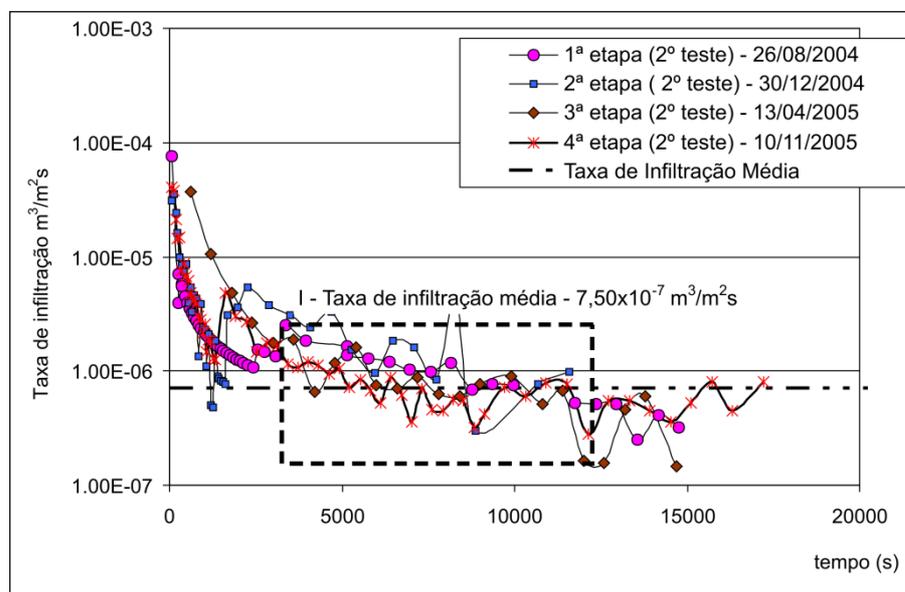


Figura 5.34 – Curva da capacidade de infiltração versus tempo no teste padronizado para o poço revestido em tijolo em crivo 1.

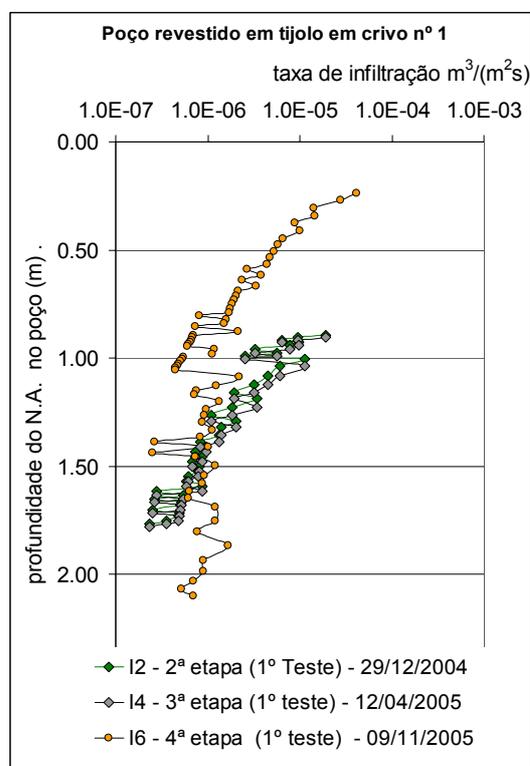


Figura 5.35 – Resultado dos testes de inundação do poço revestido em tijolo em crivo nº 1.

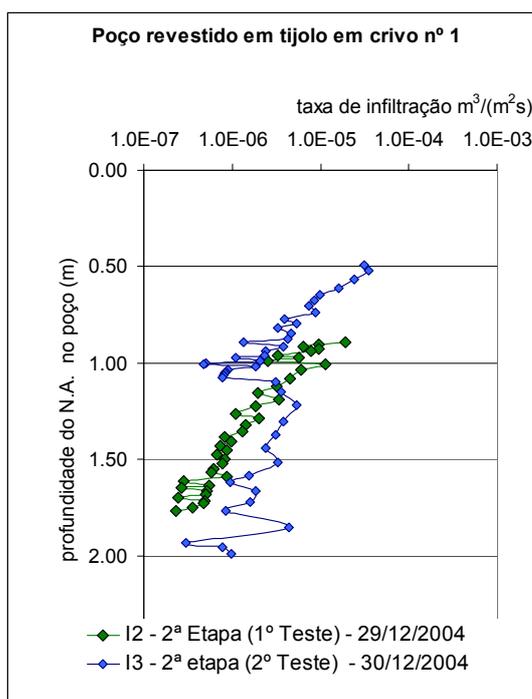


Figura 5.36 – Resultado da 2ª etapa nos 1º e 2º testes.

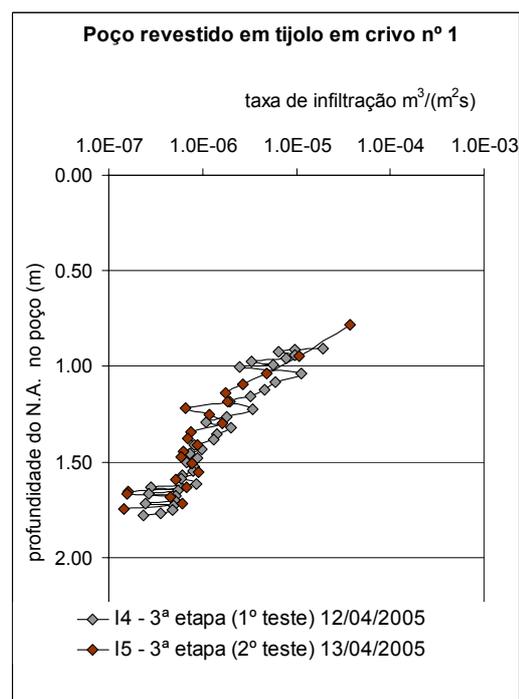


Figura 5.37 – Resultado da 3ª etapa nos 1º e 2º testes.

Características do poço n° 2:

diâmetro interno - 1,05m;

profundidade - 2,60m;

A Tabela 5.5 ilustrada os identificadores dos testes nesse poço.

5.3.3.3- Poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo n° 2

Tabela 5.5 – Etapas e testes para o poço revestido em tijolo n° 2.

Poço	Identificadores	Etapa ensaiada	Teste	Condição do teste	Data de realização do teste
Poço revestido em tijolo em crivo n° 2	I1	3ª	1º teste	Inundação	12/04/2005
	I2	3ª	2º teste	Padronizado	13/04/2005
	I3	4ª	1º teste	Inundação	09/11/2005
	I4	4ª	2º teste	Padronizado	10/11/2005

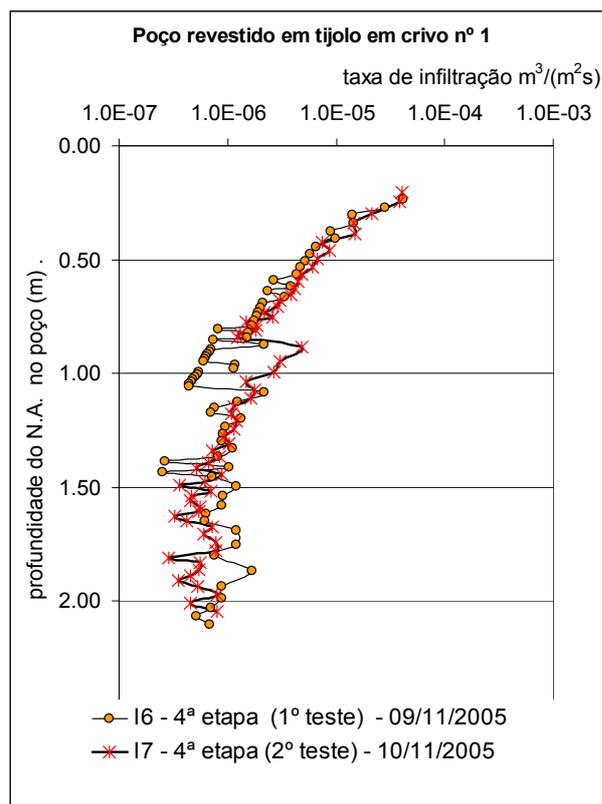


Figura 5.38 – Resultado da 4ª etapa nos 1º e 2º testes.

Na Figura 5.39 estão apresentadas as curvas dos testes de inundação e testes padronizados realizados no poço revestido em tijolo assentado em crivo nº 2.

O poço revestido com tijolo em crivo nº 2 foi ensaiado a partir da terceira etapa, nos 1º e 2º testes. Esse poço foi inicialmente construído para a retirada das amostras deformadas e indeformadas. Os testes nesse poço eram geralmente feitos com menor quantidade de água pelas limitações da área da pesquisa.

A Figura 5.39 apresenta os resultados dos testes padronizados por Oliveira (1996) e mostra uma boa repetibilidade para o monitoramento na estação chuvosa de abril de 2005 e em novembro de 2005.

Os resultados da inundação do poço onde a taxa de infiltração até 1,0m de profundidade foi menor para a condição de maior umidade do solo, abril de 2005. A 1,0m de profundidade onde predomina mais a fração silte há uma melhoria na infiltração e a partir de 1,30m há uma equalização dos resultados.

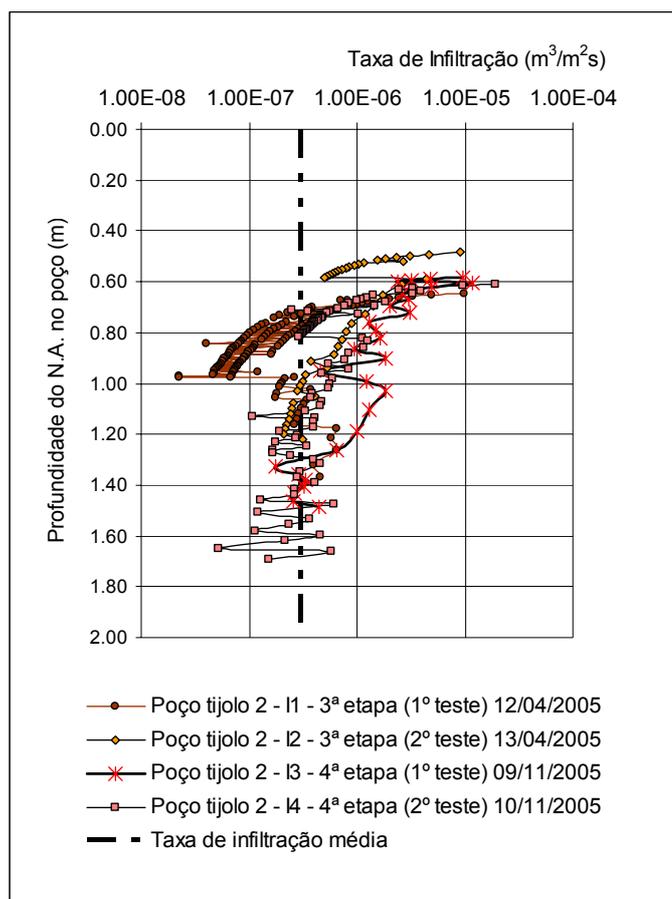


Figura 5.39 - Todas as curvas ensaiadas na inundação e teste padronizado e taxa de infiltração média para o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo nº 2.

As Figuras 5.39 e 5.40 mostram as curvas relativas ao teste padronizado para o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo 2 nas 3ª e 4ª etapas ensaiadas. Esse poço apresentou valor médio de taxa de infiltração a $3,0 \times 10^{-7} m^3/m^2/s$ para qualquer estação e para qualquer nível de lençol freático.

A Figura 5,41 apresenta a influência da saturação do solo pelo teste de inundação no resultado do monitoramento padronizados dos poços. De acordo com a Figura 5.41a na estação chuvosa de março de 2005 o teste na inundação inicialmente apresentou valor compatível com o segundo teste, mas entre 0,50m e 1,0m de profundidade a saturação apresentou pior desempenho. A partir de 1,0m houve uma tendência de equalização dos valores.

Na quarta etapa, apresentada na Figura 5.41b os resultados de inundação e teste padronizado foram mais semelhantes, apesar de que entre as profundidades de 1,0 e 1,30m a inundação apresentar maiores taxas de infiltração.

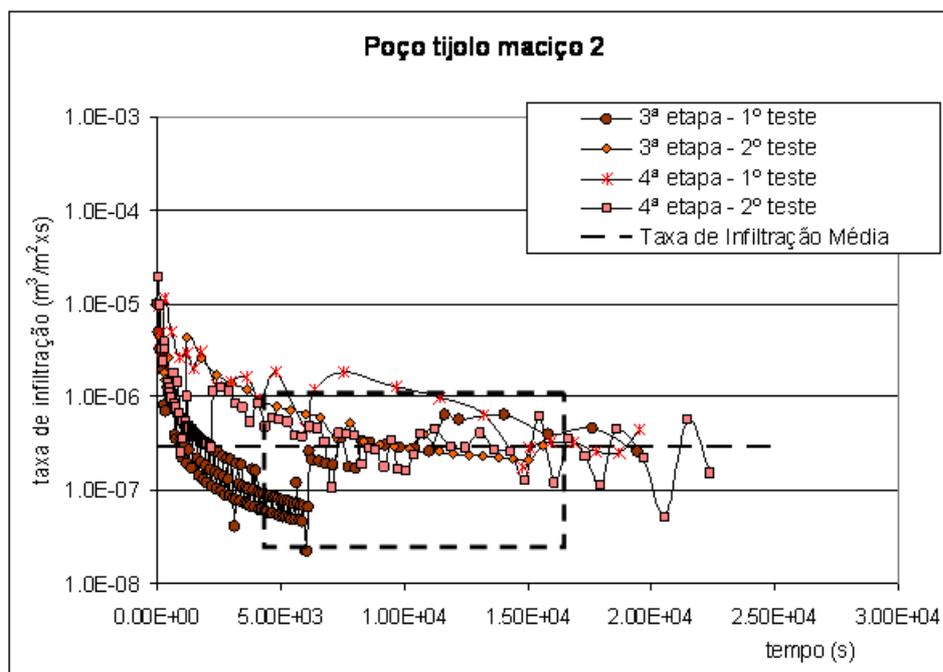


Figura 5.40 – Resultados do poço de taxa de infiltração versus tempo com o valor médio da taxa de infiltração para o poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo.

A Figura 5.42 apresenta a comparação das curvas de taxa de infiltração dos poços revestidos em tubos pré-moldados de concreto armado perfurado e do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo nº 2. Esses dois poços possuem comportamento de infiltração bastante semelhante e o fato de um poço ter revestimento mais aberto do que o outro não interferiu na sua capacidade de infiltração. Nessa figura estão apresentados os resultados dos dois poços monitorados simultaneamente numa mesma etapa e em testes iguais.

Comparando as dimensões dos dois poços, observa-se que o poço revestido em tubos de concreto possui uma área de abertura para infiltração de 5% da área de revestimento e que o poço 2 tem aproximadamente de 25 a 30% de sua superfície de área para infiltrar.

A relação entre as taxas de infiltração dos poços é de aproximadamente 2 vezes. Pode-se considerar que não há necessidade de aumentar o número de furos nos tubos de concreto na superfície de revestimento para aumentar o poder de infiltração do poço. Partindo deste princípio é importante observar que a infiltração depende muito mais da capacidade de infiltrar do solo do que das perfurações na superfície de revestimento das estruturas de infiltração.

É importante notar que o monitoramento do poço revestido em tijolo maciço assentado em crivo sempre começou em nível inferior ao das outras estruturas. A água de abastecimento era insuficiente para completar o volume da estrutura.

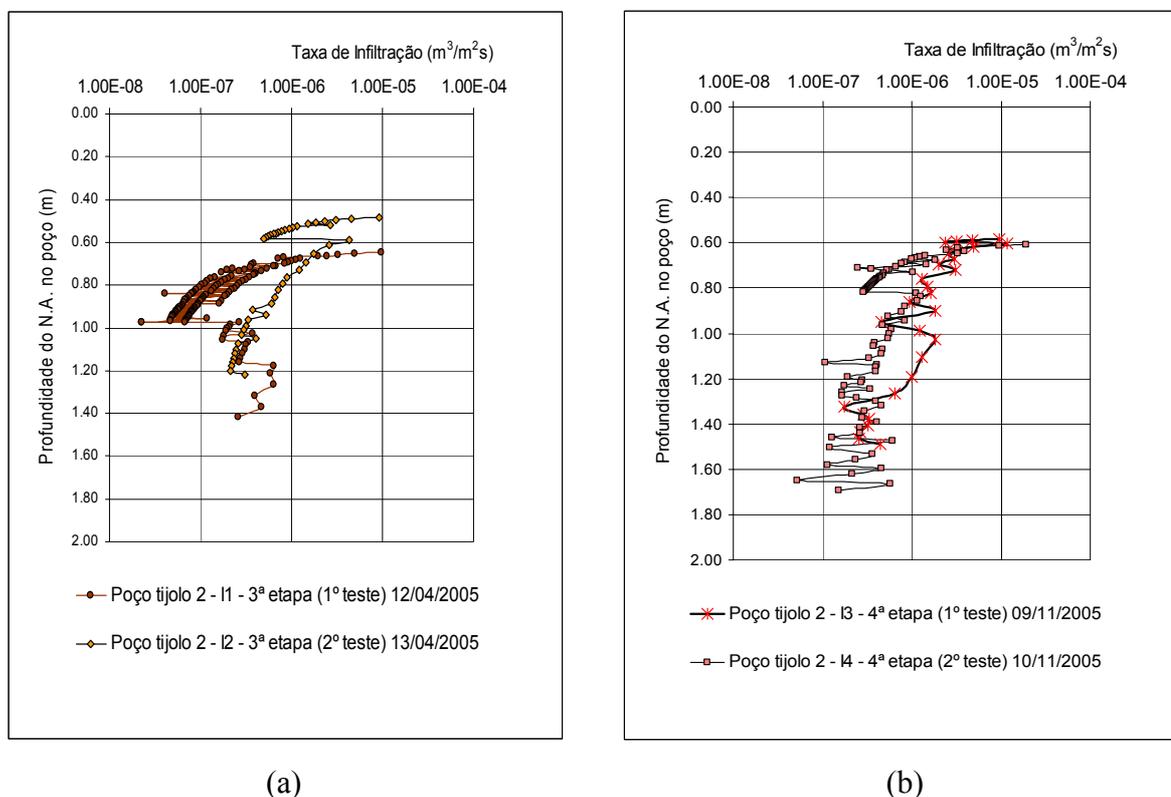


Figura 5.41 – a) Resultados do 1º e 2º testes na 3ª etapa; b) resultados do 1º e 2º testes na 4ª etapa.

De acordo com as análises anteriores, tem-se as seguintes taxas de infiltração média das estruturas avaliadas:

- | | |
|---|--|
| a. Poços pilotos - $\phi = 0,20\text{m}$ | $I_{\text{média}} = 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s};$ |
| b. Poço de tubo de concreto perfurado - $\phi = 1,00\text{m}$ | $I_{\text{média}} = 4,00 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s};$ |
| c. Poço tijolo em crivo 1 - $\phi = 0,82\text{m}$ | $I_{\text{média}} = 7,50 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s};$ |
| d. Poço tijolo em crivo 2 - $\phi = 1,25\text{m}$ | $I_{\text{média}} = 3,00 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}.$ |

A partir da taxa de infiltração média do poço piloto, estrutura simples que permite avaliar a capacidade de infiltração de um perfil de solo e que fornece parâmetros de projeto, conclui-se que a taxa de infiltração média do poço piloto é 63 vezes a taxa de infiltração média do poço revestido em tubos de concreto armado, pré-moldado e perfurado, 33 vezes a taxa de infiltração média do poço 1, revestido tijolo maciço assentado em crivo e 83 vezes a taxa de infiltração média do poço 2, revestido tijolo maciço assentado em crivo.

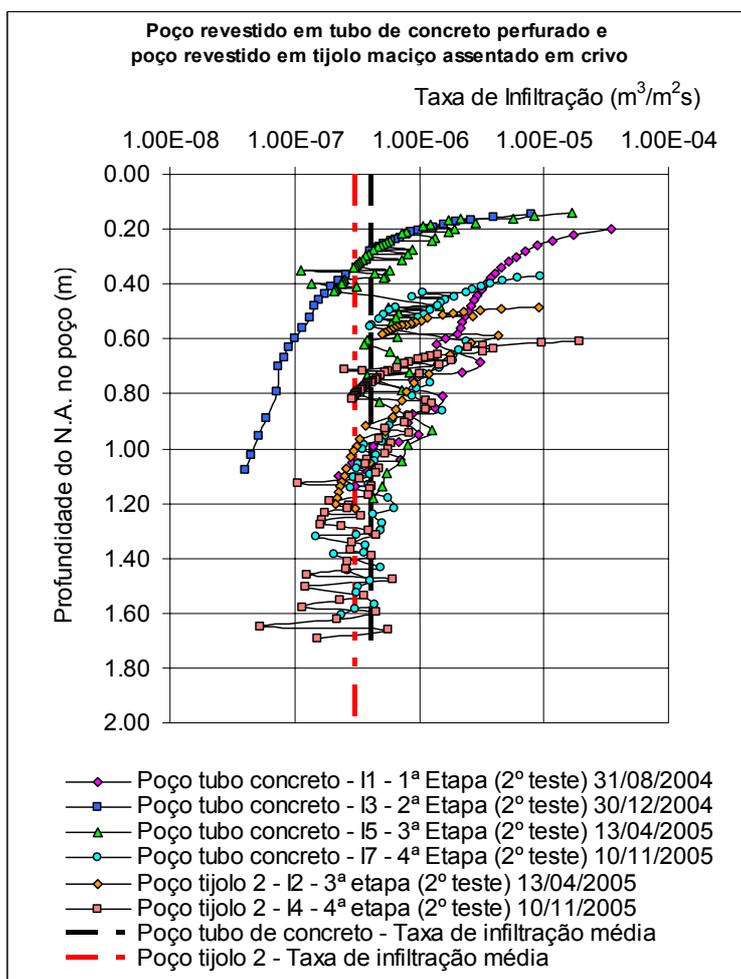


Figura 5.42 – Comparação dos valores de taxa de infiltração média dos poços revestido em tubo de concreto e do poço revestido em tijolo em crivo 2.

A Figura 5.43 apresenta a relação entre a capacidade de infiltração versus a área de infiltração de cada estrutura. Considerando os resultados do poço piloto, do poço revestido em tijolo em crivo 1, poço revestido em tubos de concreto e poço revestido em tijolo em crivo 2, relacionados na ordem crescente da área de infiltração. A área de infiltração foi considerada como a área lateral mais a área do fundo do poço.

Quanto à avaliação da capacidade de infiltração local, a variação na capacidade de infiltrar não ficou evidente nas várias estações de seca ou chuva e variação do lençol freático. A baixa repetibilidade inerente ao teste foi mais importante do que a sazonalidade.

Em outras áreas de pesquisa da UFG em Goiânia, situada em região de perfil geológico com características diferentes da área estudada, a relação entre poços de pequeno diâmetro e poços de grande diâmetro foi o inverso da situação anterior. Nesse caso o poço de pequeno diâmetro apresentou uma taxa de infiltração variou de a 7 a 16 vezes menor do que a taxa de infiltração dos poços de grande diâmetro. A Tabela 5.6 apresenta a variação entre poços de pequeno diâmetro e poços de grandes diâmetros dos três campos de pesquisa distintos.

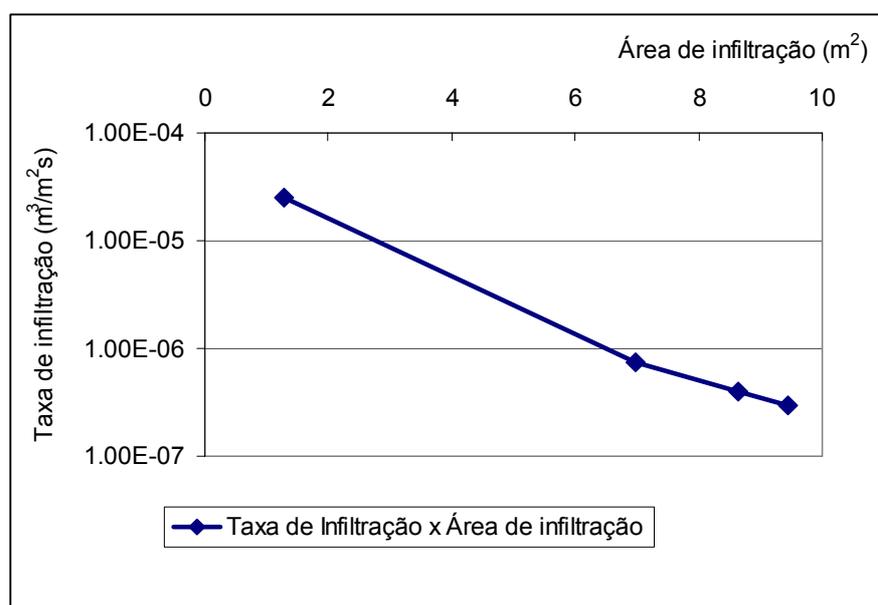


Figura 5.43 - Relação entre a taxa de infiltração versus área de infiltração das estruturas de infiltração estudadas.

De acordo com a Tabela 5.6 para os três campos de pesquisa a taxa de infiltração média dos poços pilotos variou de 1 a 5 vezes entre os resultados obtidos. As relações mais importantes estão entre os poços pilotos e poços de grande diâmetro que nos campos A e B (ambos na Escola de Engenharia em áreas diferentes) onde o poço piloto apresentou uma taxa de infiltração menor do que nos poços de grande diâmetro com as variações de 7, 12 e 16 vezes, respectivamente. No campo de pesquisa C, a área estudada refere-se ao condomínio Alto da Boa Vista, onde o poço piloto apresentou uma taxa de infiltração maior do que os poços de grande diâmetro com variação entre 33, 63 e 83 vezes, diretamente proporcional ao volume a infiltrar e a área disponível para infiltração.

Tabela 5.6 – Resultado comparativo entre poços pilotos e poços de grande diâmetro nos três campos de pesquisa distintos.

Autores	Reis, 2005	Prado; Resende; Freitas, 2007	Leão Carvalho, 2007
Nome e localização do campo de pesquisa	A) Campo experimental da EEC - UFG	B) Campo experimental da EEC - UFG	C) Campo experimental do Condomínio Alto da Boa Vista
I- Poço Piloto (taxa de Infiltração média)	$3,91 \times 10^{-5}$	$9,08 \times 10^{-6}$	$2,50 \times 10^{-5}$
II- Poço revestido em tubo de concreto (taxa de infiltração média)	$2,65 \times 10^{-4}$	$1,46 \times 10^{-4}$	$4,00 \times 10^{-7}$
III- Poço revestido em tijolo maciço em crivo 1 (taxa de infiltração média)	-	$1,12 \times 10^{-4}$	$7,50 \times 10^{-7}$
IV- Poço revestido em tijolo maciço em crivo 2 (taxa de infiltração média)	-	-	$3,00 \times 10^{-7}$
Relação entre poço piloto (pequeno diâmetro) e poços de grande diâmetro nos diversos casos	(I/II) - 7 vezes menor	(I/II) -16 vezes menor	(I/II) – 63 vezes maior
		(I/III) -12vezes menor	(I/III) – 33 vezes maior
			(I/IV) - 83 vezes maior

A Figura 5.44 apresenta o perfil dos solos característico das áreas pesquisadas: áreas A e B da Escola de Engenharia caracterizada por areia argilosa vermelha bastante laterizada e o solo da região do condomínio Alto da Boa Vista (área C) é uma argila silto arenosa marrom amarelada.

5.3.4 – Estacas de infiltração preenchidas com birta #1

Na Tabela 5.7 são apresentados os resultados do monitoramento das estacas preenchidas com brita #1. Nestas estruturas a coleta dos dados no monitoramento era dificultada pois a cronometragem do tempo entre o nível d'água inicial e final no tubo se dava muito rápido. No grupo das quatro estacas foi verificado, por vezes, a fuga de água sugerindo presença de caminhos preferenciais para a água. Nessas circunstâncias, a estaca não era ensaiada.

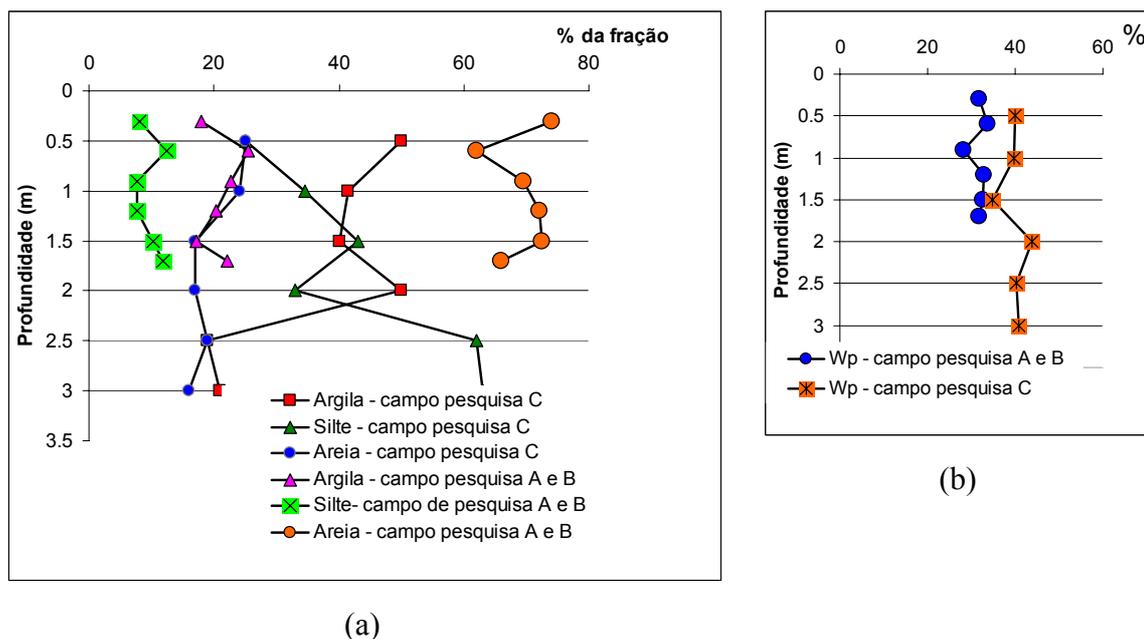


Figura 5.44 – Dados dos perfis dos solos em relação à profundidade: a) variação granulométrica e b) variação do limite de plasticidade das áreas pesquisadas: A, B e C.

Tabela 5.7 – Resultados de taxa de infiltração das estacas preenchidas com brita #1.

Nº das estacas	1ª etapa	2ª etapa	3ª etapa	4ª etapa
	agosto/2004	dezembro/2004	março/2005	novembro/2005
	teste padronizado	teste padronizado	teste padronizado	(2º teste) padronizado
	I (m ³ /m ² s)			
1	1,64 x 10 ⁻⁴	1,52 x 10 ⁻⁶	-	4,31 x 10 ⁻⁵
2	5,50 x 10 ⁻⁴	-	4,59 x 10 ⁻⁵	3,66 x 10 ⁻⁵
3	1,22 x 10 ⁻³	-	-	-
4	5,64 x 10 ⁻³	5,80 x 10 ⁻⁵	4,81 x 10 ⁻⁵	-

Para o monitoramento das estacas foi adotado um método diferenciado do método utilizado no monitoramento dos poços. Como as estacas eram preenchidas com brita (Figura 5.45), não era possível a utilização do método de monitoramento utilizado nos poços. Assim, o monitoramento dessas foi feito por repetição. Enchia-se a estaca e tomava o tempo necessário para a água baixar um valor Δh , acima da área preenchida com brita. A altura infiltrada era tomada na parede do tubo de PVC de 200mm de acordo com a Figura 5.45.



Figura 5.45 – Detalhe do acabamento da boca das estacas com a referência para a medida do Δh .

A Figura 5.46 apresenta o resultado dos testes. A estaca 1 apresentou valores menos confiáveis. As estacas ensaiadas na estação seca (agosto de 2004) apresentaram as maiores taxa de infiltração com grande variação entre elas. Em dezembro do mesmo ano a taxa de infiltração da estaca 1 não apresentou bom resultado e registrou a taxa de infiltração reduzida de 110 vezes em relação à primeira etapa. A estaca 4 apresentou nesta etapa um resultado que repetiu para as demais estacas nas etapas março de 2005 e novembro de 2005, convergindo para valores na faixa de $4,00 \times 10^{-5}$ e $6,8 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$. O valor da taxa de infiltração média dos poços pilotos de $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s}$ é bastante próximo do valor da taxa de infiltração.

Concluindo, esse tipo de estaca apresentou maior dificuldade para ser ensaiada e os resultados foram muito menos sensíveis à estação do ano ou ao processo de teste, resultando numa menor confiabilidade dos resultados.

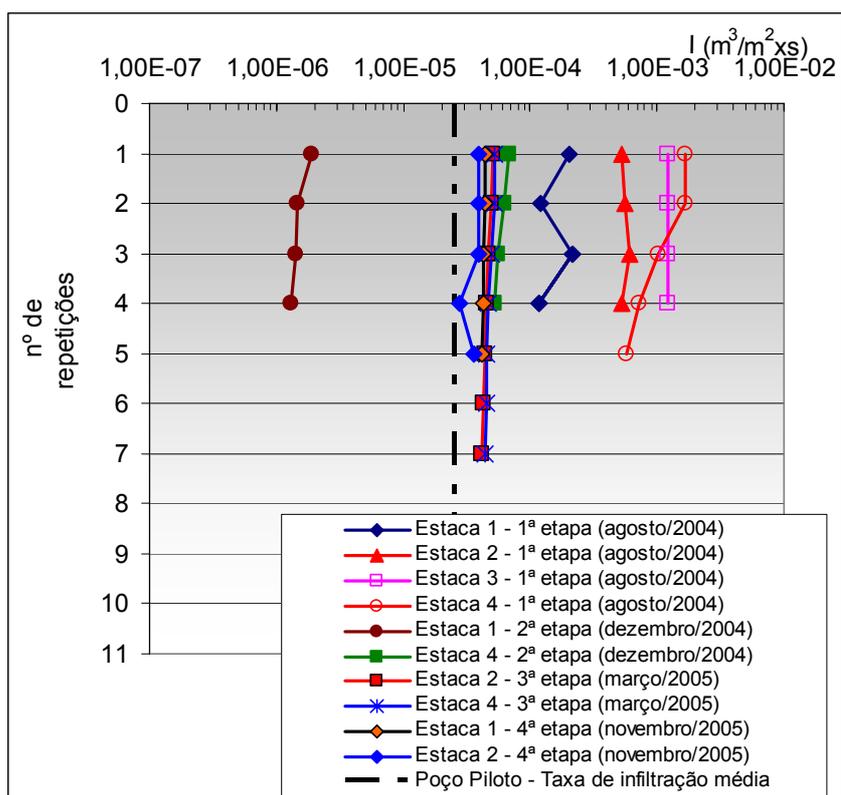


Figura 5.46 – Resultado do monitoramento das estacas e o valor médio da taxa de infiltração dos poços pilotos.

Capítulo 6 – ANÁLISE NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO

6.1- INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados para a análise numérica dos ensaios de infiltração. O programa FlexPDE (PDE Solution, 2006) foi utilizado após a intervenção no programa, adequando-o para operar sob as condições impostas em campo. Os principais objetivos da simulação foram validar o modelo numérico de análise da infiltração em campo a partir de parâmetros de laboratório. Desta forma, pretendeu-se orientar a escolha do sistema para controle de enchentes localizadas. As estruturas foram simuladas com o propósito de comparar resultados de poços de pequeno diâmetro, em escala reduzida, com poços de infiltração em escala real. Foram utilizados a geometria do problema, condições de fronteira especiais e os dados obtidos em campo.

Finalmente, foi realizada uma análise paramétrica variando os valores de permeabilidade. O programa FlexPDE permite a geração de saídas numérica e gráfica permitindo a análise da infiltração da água no solo. Dentre as saídas implementadas, têm-se: geometria da malha, poropressão, carga total, vetores de fluxo grau de saturação, altura da coluna d'água, fluxos totais e taxa de fluxo. Todos os valores dessas variáveis podem ser obtidos a qualquer tempo e posição geométrica. O programa FlexPDE também permite a determinação do raio de influência do volume que infiltrado permitindo o estabelecimento da distância mínima entre poços ou entre um poço e estruturas ou edificação.

6.2- GEOMETRIA, CONDIÇÕES INICIAIS E PROPRIEDADES DO SOLO

Esta seção apresenta as considerações utilizadas para a entrada de dados no programa FlexPDE.

6.2.1- Geometria e condição de fronteira

A Figura 6.1 apresenta a geometria do problema com os valores de raio e altura do poço e o tamanho do domínio adotado. O domínio foi estendido de forma a garantir que os limites não influenciariam nos resultados das análises. Deseja-se que a zona de infiltração não atinja os limites geométricos. A Figura 6.1 apresenta ainda as variações de poropressão acima e abaixo do nível d'água. A geometria do problema permite uma análise axi-simétrica. Considerou-se que a infiltração ocorre nas áreas da lateral e fundo do poço.

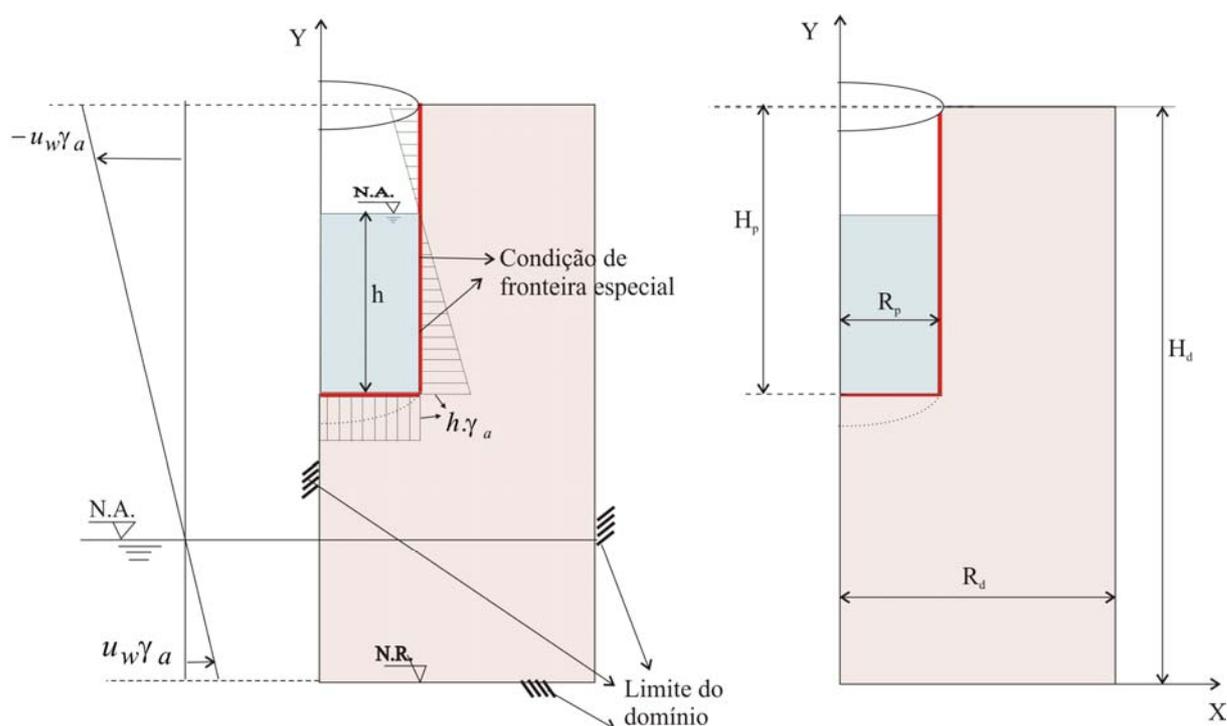


Figura 6.1 – Geometria do problema, condições de fronteiras especiais e limites do domínio.

Os poços foram analisados com e sem a consideração das paredes revestidas. No caso de revestimento eram dois os sistemas: no primeiro caso o revestimento era com tubos de concreto perfurados e no segundo caso com tijolo maciço assentado em crivo, de acordo com o esquema da Figura 6.2. Para compatibilizar a situação real do poço com a entrada dos dados no programa foram estabelecidas faixas de infiltração através da equivalência de área. A Figura 6.2 mostra as áreas equivalentes aos furos alternados nas paredes do revestimento em tubo de concreto e nas paredes de tijolo maciço assentado em crivo. As áreas equivalentes são iguais ao somatório das áreas das aberturas dividido pelo perímetro (p) do poço onde (h_i) é a largura da faixa dada por:

$$h_i = \frac{\Sigma \text{áreas das aberturas}}{\text{perímetro do poço}} \quad (6.1)$$

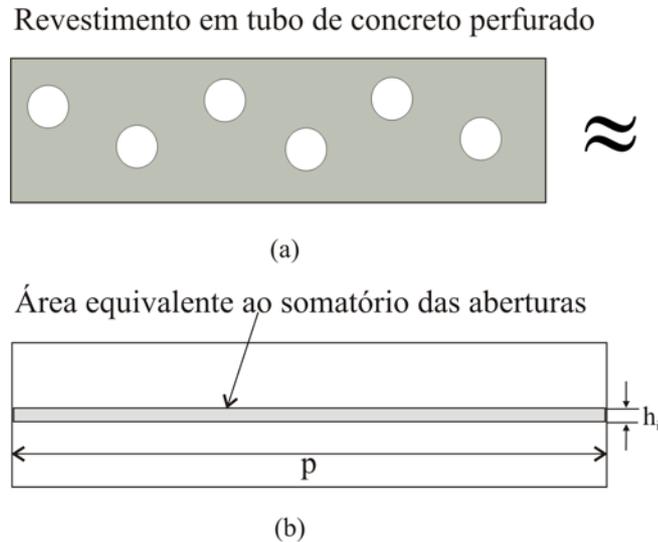


Figura 6.2 – Seções contínuas equivalente às aberturas de infiltração para o revestimento em tubo de concreto perfurado.

As paredes dos poços foram submetidas à uma condição de fronteira do tipo “essencial”, em que o valor de poropressão de água é especificado quando essa é positiva. Quando o valor de poropressão é negativo, aplicou-se uma condição de fronteira “natural”, especificando que a quantidade de fluxo na fronteira é igual a zero.

O valor de poropressão de água especificado é função da altura de coluna d’água, e varia linearmente, crescendo até o valor máximo, após 15 minutos. O tempo de 15 minutos foi selecionado com base no tempo de enchimento típico medido em campo. É importante observar que durante o enchimento o processo de infiltração já foi iniciado.

Após o enchimento o nível de água no poço passa a variar conforme a infiltração de água nas paredes do poço. A variação do N.A. no poço foi determinada conforme o volume de água infiltrado através das paredes do poço. Para isso foi implementada a equação iterativa a seguir:

$$\frac{\partial Q_w}{\partial t} = \oint_S q_w \cdot dS \quad (6.2)$$

onde:

$Q_w =$ é o fluxo total acumulado;

$q_w =$ é a taxa de fluxo ($q_w = k.i$);

$S =$ é a fronteira do poço.

Desta forma, a variação do N.A. no poço passa a ser função do processo de infiltração e de todas as variáveis envolvidas. A variável ∂w foi tratada como uma variável do sistema, tendo, portanto, uma linha e coluna na matriz global do sistema de equação.

6.2.2- Condições iniciais

Para a simulação foram selecionadas duas das estações do ano pesquisadas: a primeira refere-se à estação mais seca, 1ª etapa da pesquisa (agosto de 2004), cujo N.A. era 5,20m. Ressalva-se que essa não foi a maior profundidade de nível de lençol freático para a área pesquisada, o maior N.A. foi de 7,20m em novembro/2005. A segunda estação selecionada correspondente à estação mais chuvosa foi a 3ª etapa da pesquisa (abril de 2005), com N.A. de 2,70m de profundidade.

A escolha de poços com grandes e pequenos diâmetros para serem simulados foi motivada pelo interesse em retirar os parâmetros de campo necessários para o projeto de poços de infiltração através de poços de pequeno diâmetro perfurados a trado.

Entre os poços de pequeno diâmetro monitorados foram selecionados os poços pilotos 1 e 2 e para comparação dos resultados foi escolhido o poço, em escala real, revestido em tubo de concreto armado perfurado considerando-o com e sem o revestimento.

A decisão de simular o poço de concreto com e sem o revestimento teve como finalidade avaliar a influencia deste na infiltração do poço. No processo construtivo desse poço não é possível o ajuste face a face entre as paredes do poço e o revestimento. Assim, existe uma folga entre o solo e os tubos que não impede que o fluxo se dê ao longo de toda a área do poço.

A distribuição da sucção com a profundidade em agosto/2004 é apresentada na Figura 6.3. Os valores de sucção foram estimados utilizando valores de umidade medida em campo e a curva característica, medida em laboratório.

A extrapolação da distribuição hidrostática obtida com base na profundidade do N.A. parece uma boa aproximação das condições iniciais entre 1,0m de profundidade e o N.A. Entretanto, no 1º metro o solo parece muito mais ressecado e a aproximação utilizada no diagrama hidrostático poderia resultar em uma subestimação do déficit de água no solo.

Considerando que o trecho ressecado na superfície é limitado, optou-se por adotar o diagrama hidrostático como condição inicial.

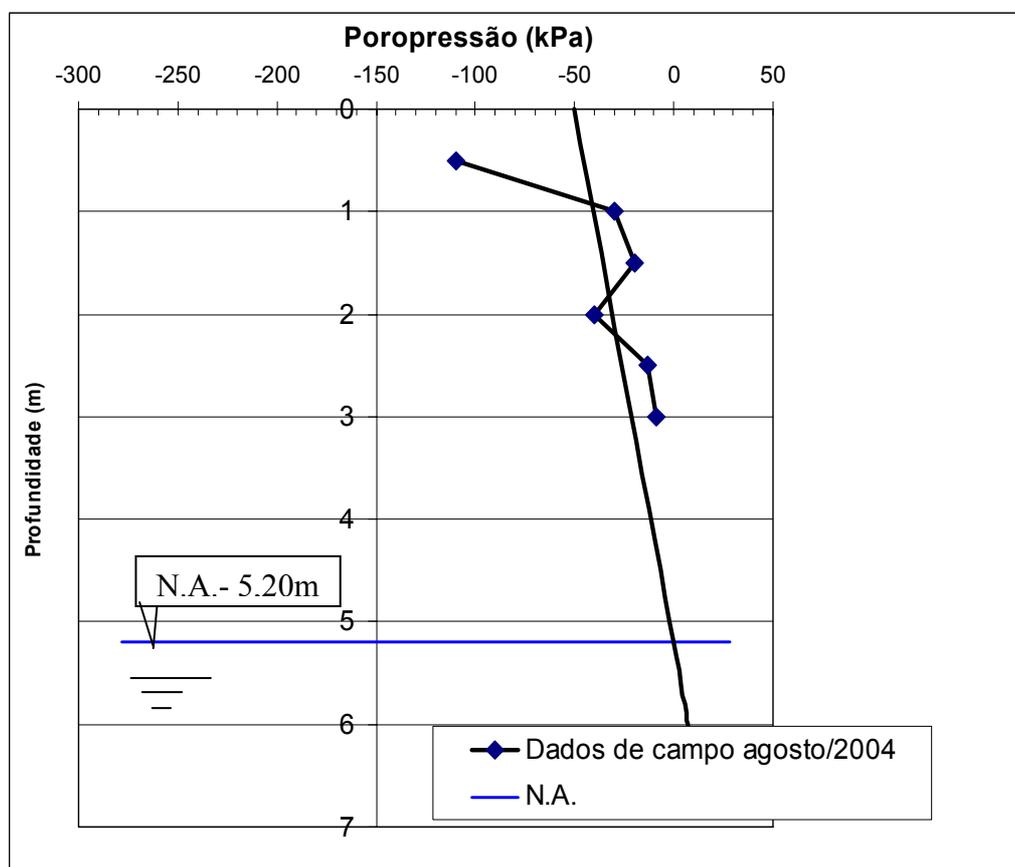


Figura 6.3 – Distribuição inicial de poropressão de água.

6.2.3- Propriedades do solo

As propriedades necessárias para a simulação da infiltração dos poços são: a curva característica e a função de condutividade hidráulica. A curva característica utilizada na simulação foi obtida por meio da técnica do papel filtro, cujos resultados dos ensaios aparecem nas Figuras 5.7 e 5.8.

Para o ajuste da curva característica do solo utilizada como estimativa para as demais funções de propriedade do solo, foi considerada a versão unimodal da equação de Gitirana Jr. e Fredlund (2004), conforme mostram as Figuras 5.9 e 5.10.

A função de condutividade hidráulica foi estimada utilizando o método de Brooks e Corey (1964). A Figura 6.4 apresenta as funções de permeabilidade hidráulica previstas para as profundidades de 1,0 e 2,0m, na direção vertical.

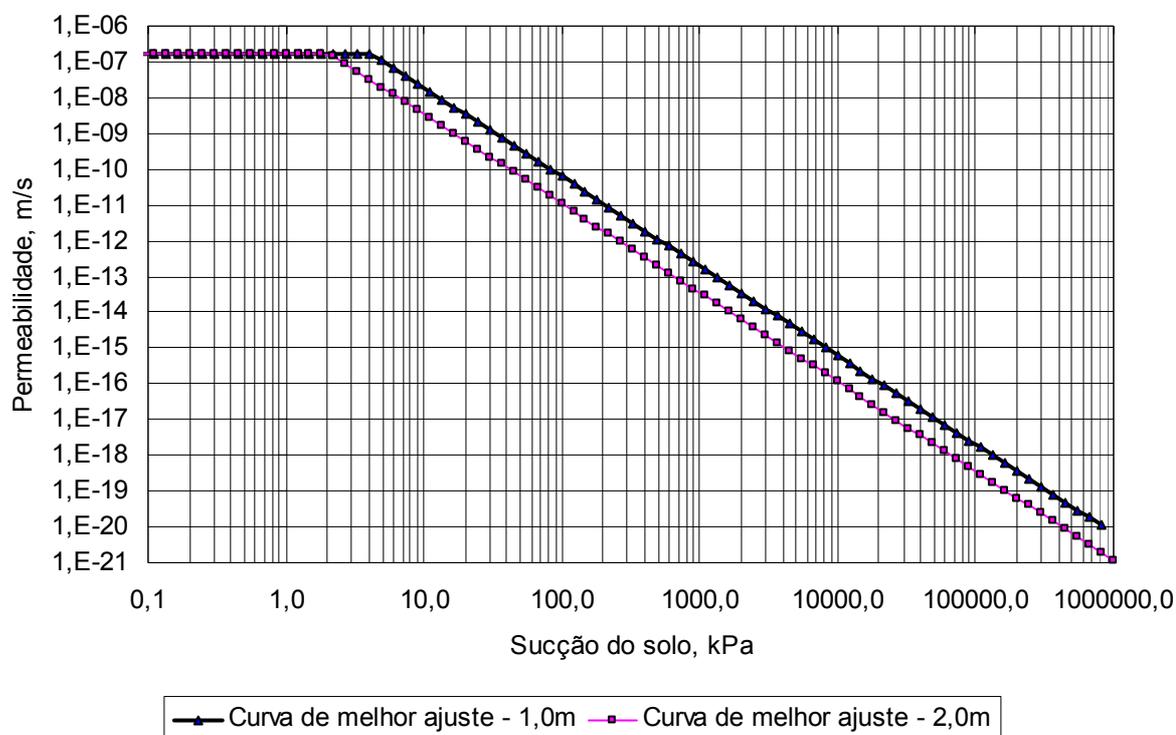


Figura 6.4 - Condutividade hidráulica para 1,0m e 2,0m de profundidades, estimadas pelo método Brooks & Corey (1964).

De acordo com Brooks e Corey (1964), a função de condutividade hidráulica mantém o valor da permeabilidade de um solo saturado até o ponto de inflexão da curva, onde começa a entrada de ar (i.e. desaturação) e a partir daí a permeabilidade cai com o aumento da sucção do solo. Neste ponto de inflexão a entrada de ar se dá pela drenagem dos poros maiores resultando na redução da área disponível para o fluxo de água.

Foram realizadas análises paramétricas considerando os valores de permeabilidade horizontal e vertical do solo para as duas camadas estabelecidas. A Figura 6.5 mostra uma distribuição de dados de condutividade hidráulica onde E é média, σ é o desvio padrão do logaritmo natural da permeabilidade. As Equações 6.3, 6.4 e 6.5, mostram os valores de C.V., valores de k inferiores e superiores, respectivamente, obtidos com base em um desvio padrão:

$$c.v. = \frac{\sigma}{E} \quad (6.3)$$

c.v – coeficiente de variação

Para as variações de $+\sigma$ e $-\sigma$ tem-se:

$$k(E + \sigma) = k_1 \quad \text{valor inferior} \quad (6.4)$$

$$k(E - \sigma) = k_2 \quad \text{valor superior} \quad (6.5)$$

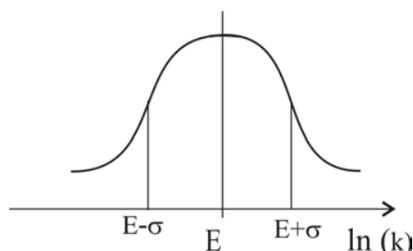


Figura 6.5 – Curva de distribuição normal para $\ln(k)$.

Os valores de permeabilidade foram obtidos utilizando coeficientes de variação de $\pm 10\%$ e $\pm 15\%$. As combinações de valores superiores e inferiores adotados são apresentados na Tabela 6.1.

Todas as análises paramétricas foram repetidas considerando ambas as condições iniciais que correspondem ao período de estiagem (agosto/2004 com N.A.=5,20m) e período chuvoso (abril/2005 com N.A.=2,70m),

As simulações numéricas foram realizadas sem levar em conta a evaporação de água durante o ensaio. O roteiro utilizado pelo programa FlexPDE encontra-se listado no Apêndice B.

As características dos poços simulados podem ser resumidas da seguinte forma:

- a. Poço piloto nº 1, testado na 1ª etapa (agosto/2004):
 - Diâmetro: 0,20m; profundidade: 2,0m; sem revestimento; N.A. igual a 5,20m; tempo de monitoramento e simulação: 4 horas.
- b. Poço piloto nº 2, testado na 3ª etapa (abril/2005):
 - Diâmetro: 0,20m; profundidade: 2,0m; N.A. igual a 2,70m sem revestimento; tempo monitoramento e simulação: 3 horas.
- c. Poço revestido em tubo de concreto armado e perfurado, testado na 1ª etapa (agosto/2004):
 - Diâmetro: 1,00m; profundidade: 2,50m; poço revestido em tubo de concreto armado perfurado; N.A. igual a 5,20m; tempo de monitoramento e simulação: 7 horas.

d. Poço revestido em tubo de concreto armado e perfurado testado na 3ª etapa (abril/2005):

- Diâmetro: 1,00m; profundidade: 2,50m; poço revestido em tubo de concreto armado perfurado; N.A. igual a 2,70m (abril/2005); tempo de monitoramento e simulação: 5 horas.

Conforme explicação anterior, os ensaios “c” e “d” foram simulados com e sem a consideração do revestimento.

Tabela 6.1 – Valores de permeabilidade obtidas em laboratório e variação de um desvio padrão utilizando C.V. entre $\pm 10\%$ e $\pm 15\%$.

Camada	Variação de cv		Valores de k (m/s)			
camada 1- superior	k laboratório		k _v	$1,56 \times 10^{-7}$	m/s	
			k _h	$1,56 \times 10^{-7}$	m/s	
	C.V. = $\pm 10\%$	K _{(1) inferior}	k _{v1}	$3,25 \times 10^{-8}$	m/s	
			k _{h1}	$3,25 \times 10^{-8}$	m/s	
		K _{(2) superior}	k _{v2}	$7,48 \times 10^{-7}$	m/s	
			k _{h2}	$7,48 \times 10^{-7}$	m/s	
	C.V. = $\pm 15\%$	K _{(1) inferior}	k _{v1}	$1,48 \times 10^{-8}$	m/s	
			k _{h1}	$1,48 \times 10^{-8}$	m/s	
		K _{(2) superior}	k _{v2}	$1,64 \times 10^{-6}$	m/s	
			k _{h2}	$1,64 \times 10^{-6}$	m/s	
	camada 2- inferior	k laboratório		k _v	$1,82 \times 10^{-6}$	m/s
				k _h	$7,49 \times 10^{-7}$	m/s
C.V. = $\pm 10\%$		K _{(1) inferior}	k _{v1}	$4,85 \times 10^{-7}$	m/s	
			k _{h1}	$1,83 \times 10^{-7}$	m/s	
		K _{(2) superior}	k _{v2}	$6,82 \times 10^{-6}$	m/s	
			k _{h2}	$3,07 \times 10^{-6}$	m/s	
C.V. = $\pm 15\%$		K _{(1) inferior}	k _{v1}	$2,51 \times 10^{-7}$	m/s	
			k _{h1}	$9,03 \times 10^{-9}$	m/s	
		K _{(2) superior}	k _{v2}	$1,32 \times 10^{-5}$	m/s	
			k _{h2}	$6,21 \times 10^{-6}$	m/s	

6.3- ANÁLISE DA INFILTRAÇÃO PARA O POÇO DE CONCRETO DESCONSIDERANDO O REVESTIMENTO

Será apresentada, em detalhes nessa seção, a simulação do poço de grande diâmetro na estação seca, (N.A. = 5,2m) e na estação chuvosa (N.A.= 2,70m), utilizando os valores de permeabilidade de laboratório.

Os resultados dessas simulações servem para validar a distribuição espacial de u_w , h , S_r e demais variáveis do problema. A apresentação em detalhe das demais simulações seria redundante.

As análises foram realizadas utilizando a versão 5.0.9 do programa FlexPDE (PDE solution, 2006). O tempo médio de cada análise foi de 10 minutos em um computador Pentium 4 - Dual Core - 2.8 MHz - 1Gb de RAM.

6.3.1- Poço revestido em tubo de concreto na estação seca

A Figura 6.6 mostra as malhas de elementos finitos inicial e final, com a identificação das duas camadas distintas do solo. Observa-se que a malha foi gerada automaticamente e é refinada de forma dinâmica. O refinamento da malha se dá em torno da área de infiltração. Com a evolução do refinamento da malha pode-se observar que o maior refinamento encontra-se na frente de molhagem, região que apresenta maiores gradientes hidráulicos.

A distribuição inicial do grau de saturação é apresentada na Figura 6.7. Essa configuração é equivalente à distribuição hidrostática de poropressão, obtida considerando o N.A. a 5,20m de profundidade.

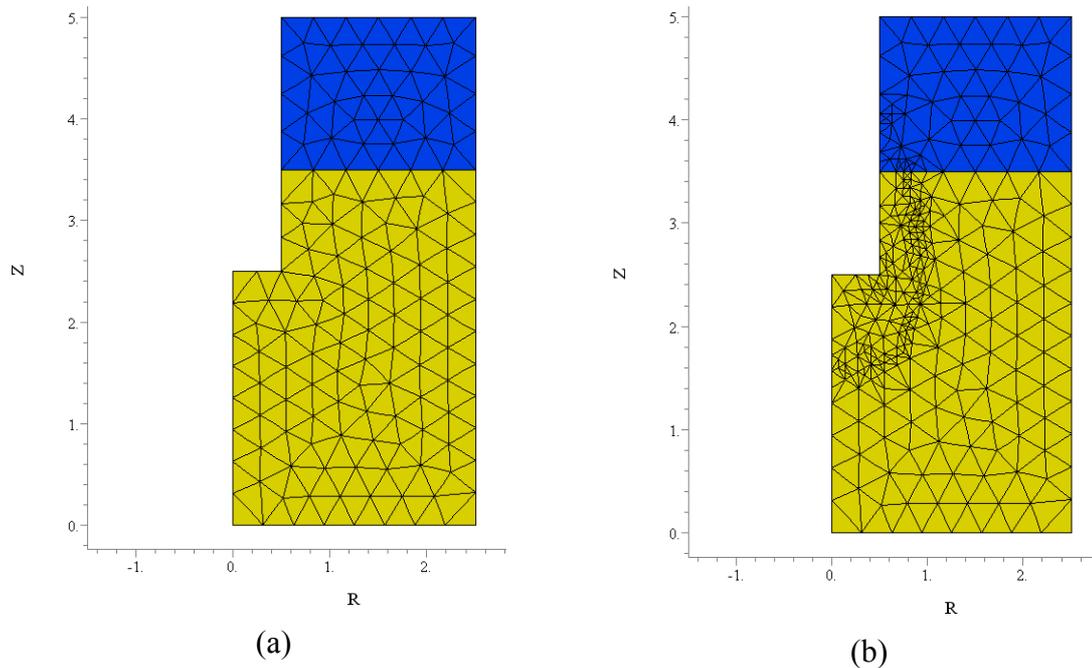


Figura 6.6 – Geometria e malha para o poço de concreto, desconsiderando o revestimento: a) malha inicial para $t = 0$ e, b) malha final para $t = 7$ horas.

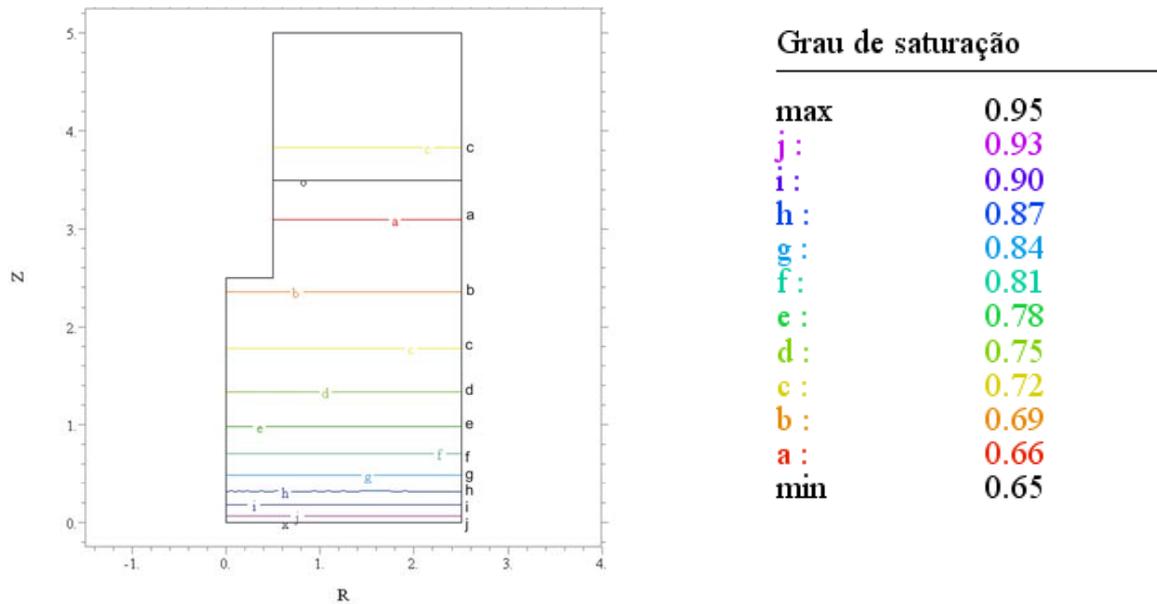


Figura 6.7 – Distribuição inicial do grau de saturação para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).

A Figura 6.8 apresenta a configuração final do grau de saturação do solo, alterada em função da infiltração do poço. Observa-se um bulbo de infiltração concentrado em torno da metade inferior do poço. Vários fatores contribuíram para a concentração da área molhada na parte inferior do poço. Na parte inferior do poço que ocorrem os maiores gradientes de carga hidráulica devido à altura da coluna d'água no poço. Além disso, tem-se um importante componente gravimétrico de fluxo de água. Parece evidente a importância da metade inferior do poço na capacidade de infiltração da estrutura. A permeabilidade na camada inferior do poço é maior do que a permeabilidade na camada superior, ($k_{v(\text{inferior})} > k_{v(\text{superior})}$).

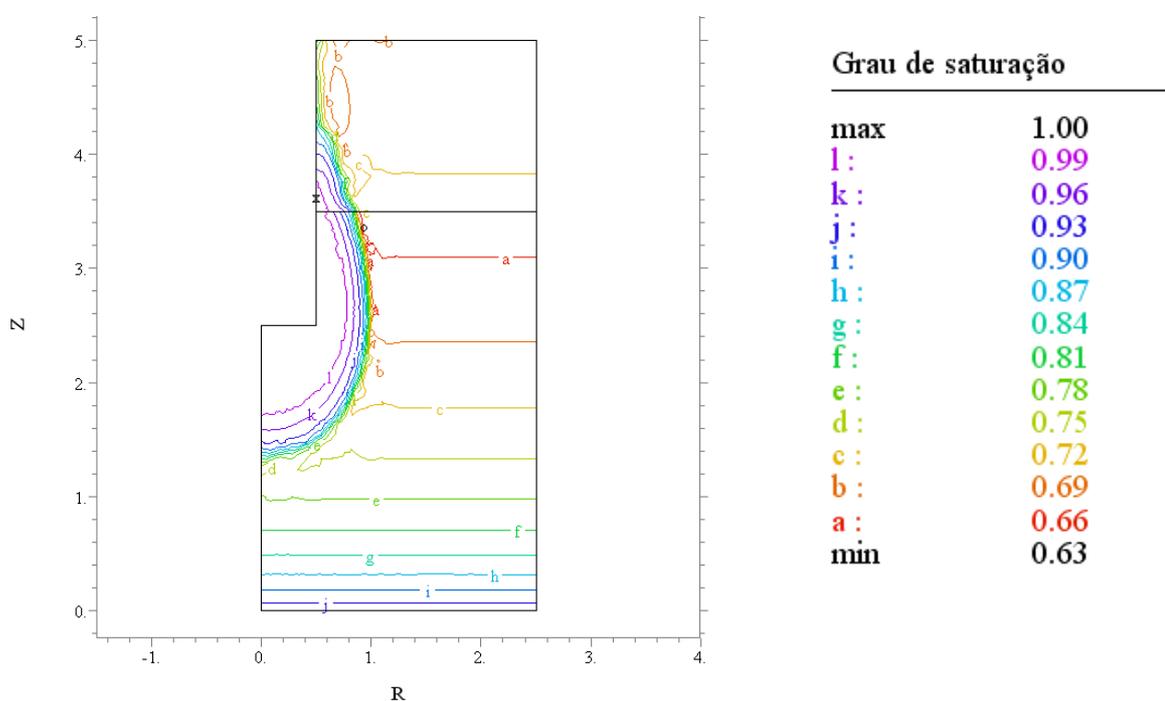


Figura 6.8 – Distribuição final do grau de saturação para o poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).

Na Figura 6.9 é apresentada a configuração final da poropressão de água. O contorno “l” indica a posição da frente de saturação e a elevação do N.A. no poço. Pode-se observar que aproximadamente metade do volume do poço infiltra após 7 horas. Pode-se observar também que os contornos não foram alterados próximo da fronteira do domínio, indicando que as dimensões adotadas foram satisfatórias. Novamente se observa a infiltração em forma de bulbo.

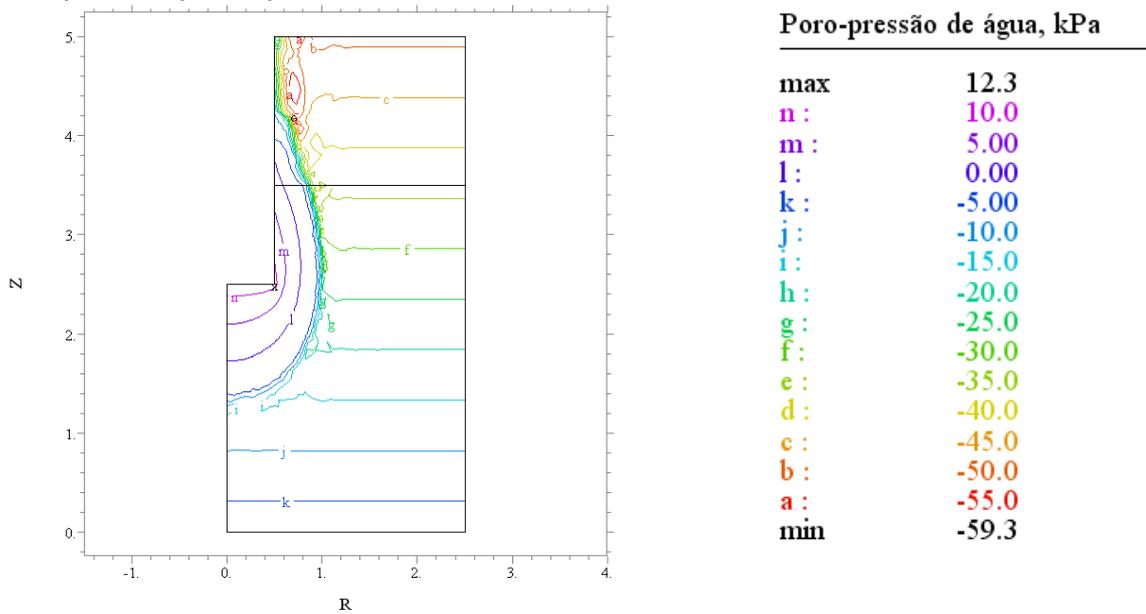


Figura 6.9 – Distribuição final da poropressão de água para o poço de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).

A Figura 6.10 apresenta a configuração final dos vetores de fluxo. Através da figura pode-se observar que os maiores vetores de fluxo estão localizados na metade inferior do poço. A metade superior do poço não apresenta fluxo significativo, uma vez que o N.A. no poço já se encontra rebaixado, ao fim do monitoramento (7 horas).

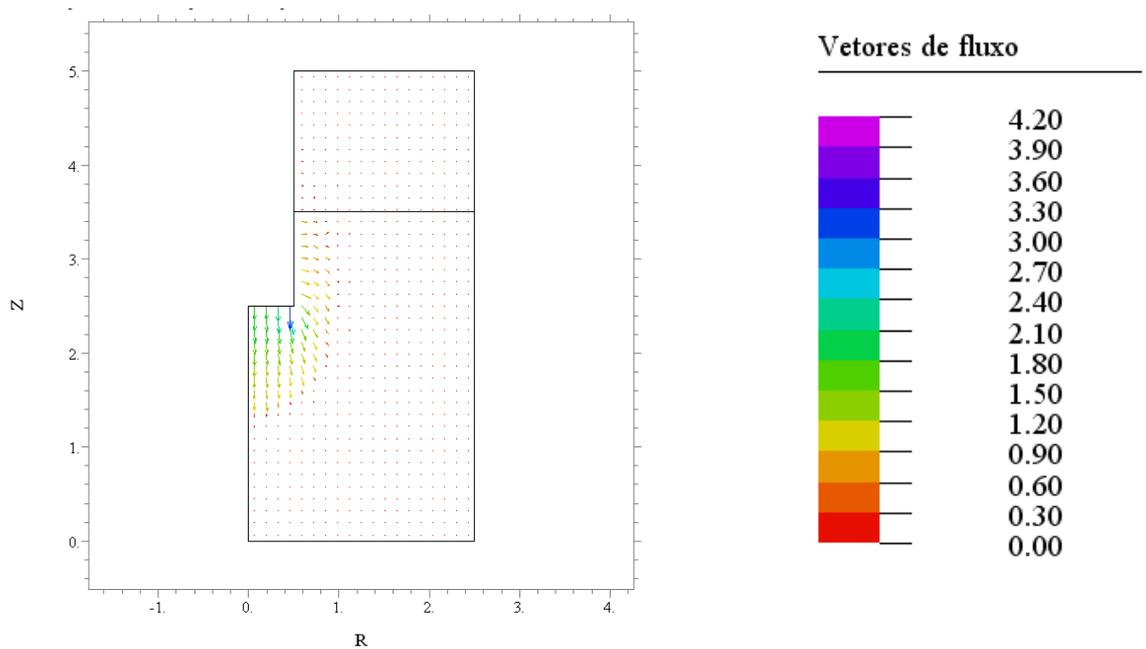


Figura 6.10 – Distribuição final dos vetores de fluxo para o poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (agosto/2004).

De maneira geral pode-se considerar que os resultados das análises reproduziram o fenômeno da infiltração da forma esperada.

6.3.2- Poço revestido em tubo de concreto na estação chuvosa

A Figura 6.11 mostra as malhas de elemento finito inicial e final com a identificação das duas camadas distintas do solo. As malhas foram geradas automaticamente 6.11a e refinada de forma dinâmica, Figura 6.11b. O refinamento da malha ocorre em torno da área de infiltração

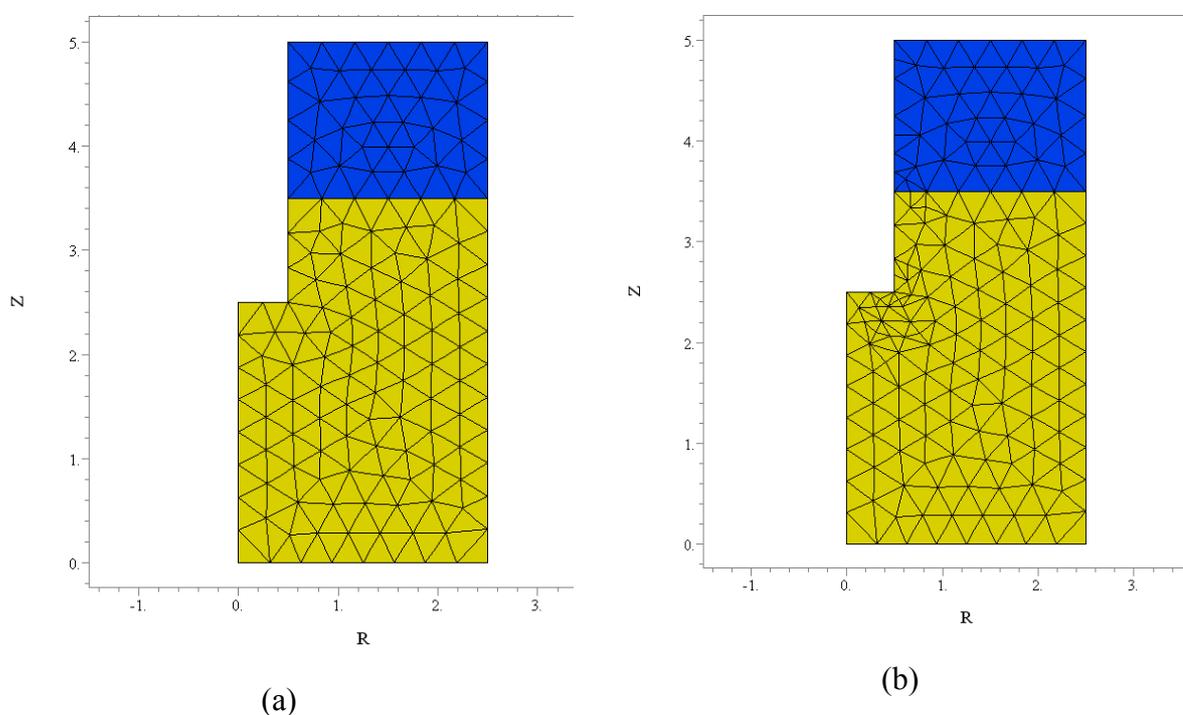


Figura 6.11 – Geometria e malha para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento: a) malha inicial para $t = 0$ e b) malha final para $t = 5$ horas.

A distribuição inicial do grau de saturação, mostrada na Figura 6.12, é equivalente à distribuição hidrostática da poropressão, valor obtido para um N.A. a 2,70m de profundidade. Nessa situação a distribuição do grau de saturação reflete a posição elevada do N.A. no solo.

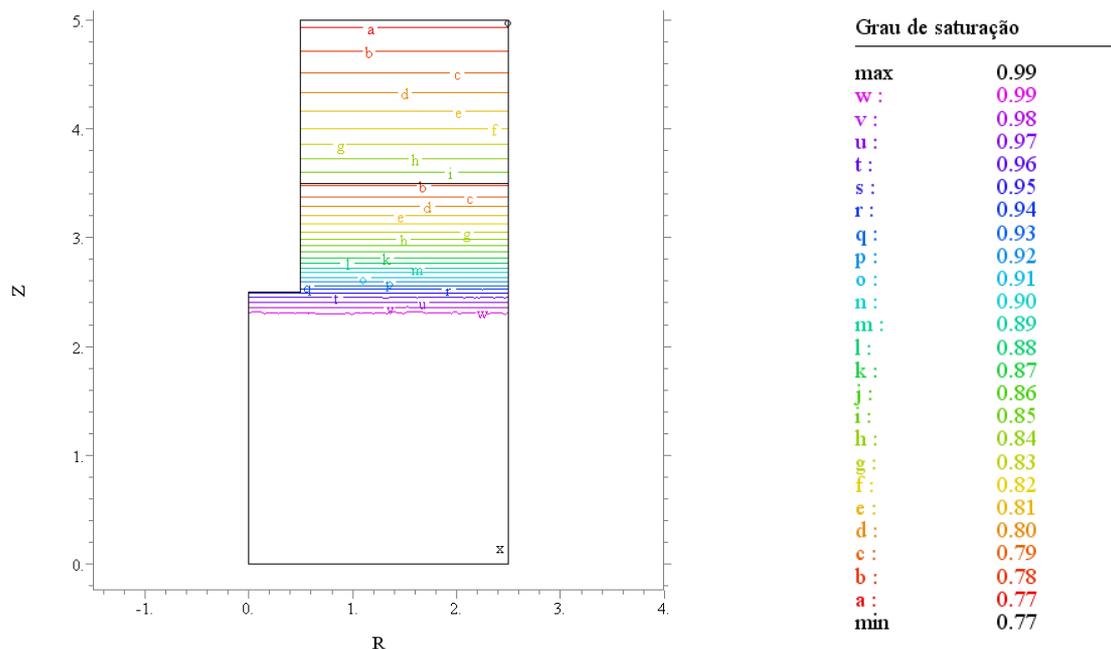


Figura 6.12 – Distribuição inicial do grau de saturação para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).

Na Figura 6.13 está representada a configuração final do grau de saturação do solo em função da infiltração do poço. Nessa situação não há a formação do “bulbo” de saturação, pois a infiltração atingiu o lençol freático do solo, e a saturação máxima esta registrada à esquerda e abaixo de “k” (região marcada por “x”). A área mais molhada localiza-se na parte inferior do poço favorecido pela proximidade com o lençol freático. Fica evidente, novamente a importância da segunda metade do poço para a capacidade de infiltração da estrutura.

Na Figura 6.14 é apresentada a configuração final da poropressão de água. O contorno “f” indica a posição da frente de saturação e elevação do nível da água. Nessa condição pode-se observar que não houve alteração próxima à fronteira do domínio, concluindo que as dimensões estabelecidas foram satisfatórias.

A Figura 6.15 mostra a distribuição final dos vetores de fluxo. Pela figura pode-se observar que quando mais alto o nível do lençol freático há uma tendência de ocorrer pelas paredes laterais do poço do que na condição de lençol freático mais baixo.

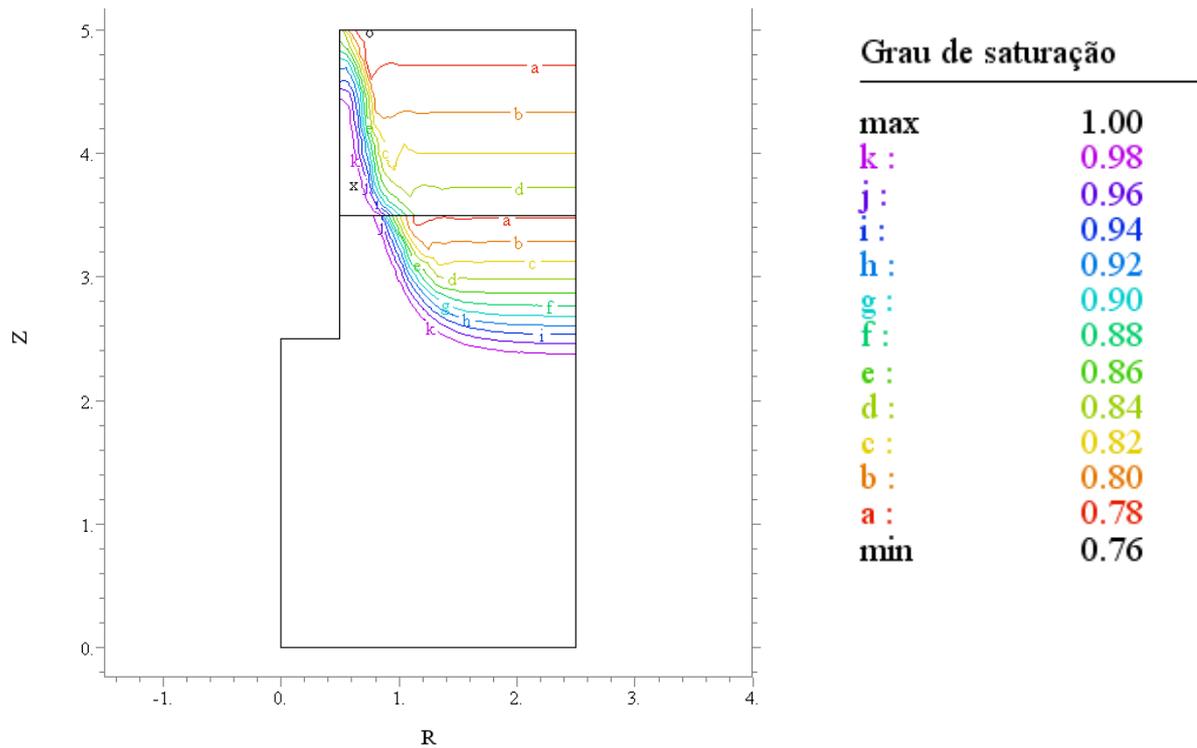


Figura 6.13 – Configuração final do grau de saturação do poço revestido em tubo de concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).

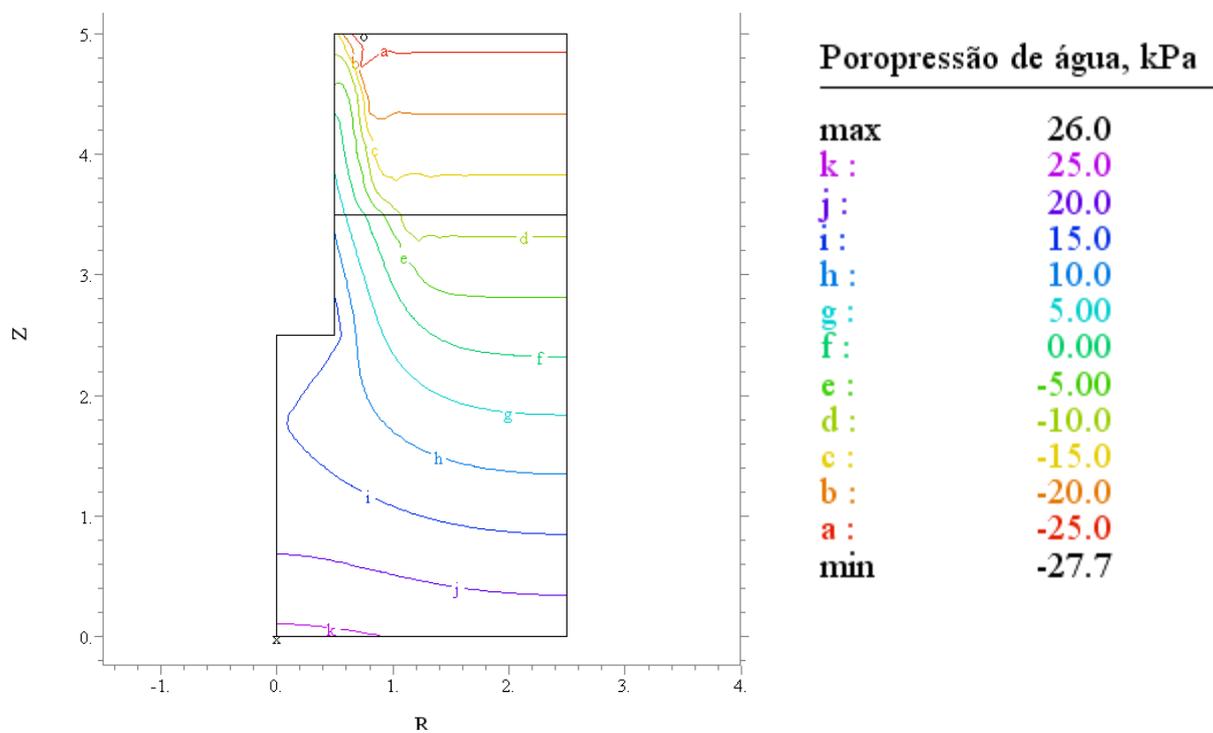


Figura 6.14 – Distribuição final da poropressão para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento (abril/2005).

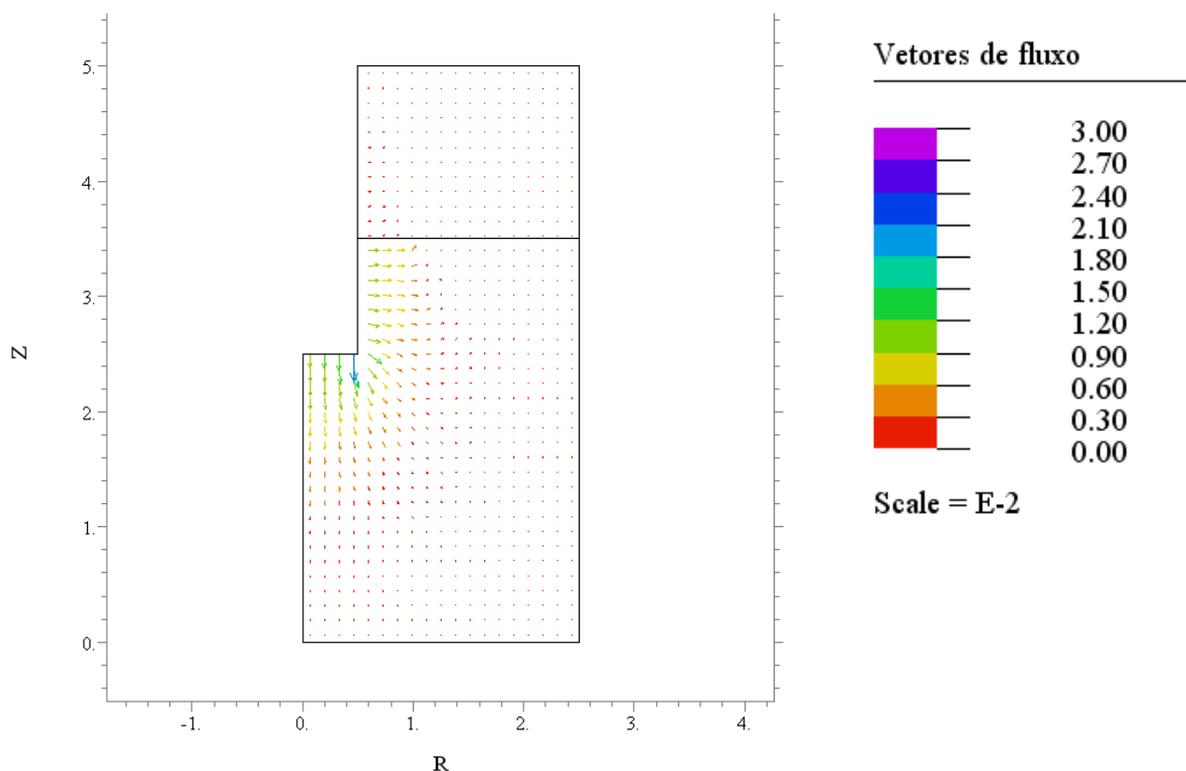


Figura 6.15 – Distribuição final dos vetores de fluxo para o poço revestido em concreto desconsiderando o revestimento. (abril/2005).

6.4- SIMULAÇÃO DOS VÁRIOS POÇOS E ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Nas seções seguintes serão apresentados os resultados das análises dos vários poços de pequenos e grandes diâmetros considerando variações de permeabilidade.

6.4.1- Simulação para o poço revestido em tubo de concreto perfurado

Os poços serão simulados durante a estação seca e estação chuvosa.

6.4.1.1- N.A. igual a 5,20m

As Figuras 6.16 e 6.17 apresentam os resultados das simulações referentes à 1ª etapa ensaiada, agosto de 2004, cujo lençol freático estava em 5,20m. As simulações foram feitas para 7 horas de infiltração. Nessas figuras estão representadas as curvas da taxa de infiltração correspondentes a cada uma das variações da permeabilidade para os poços de grande

diâmetro revestido em tubo de concreto e para o mesmo poço desconsiderando a presença do revestimento. A análise desconsiderando o revestimento foi motivada pela hipótese de que eventuais folgas entre a manilha de concreto e a parede de solo poderiam resultar em uma maior área disponível para o fluxo.

Comparando o resultado de campo com os resultados da simulação do poço revestido em tubo de concreto, simulados com as permeabilidades obtidas em laboratório, observa-se uma boa concordância, notadamente para a simulação desconsiderando o revestimento. Pode-se ainda observar que a profundidade final do N.A. na simulação desconsiderado o revestimento é similar à profundidade observada em campo. A Figura 6.16, para a simulação considerando os furos, mostra, no entanto, que a taxa de infiltração obtida numericamente é mais próxima da taxa de infiltração obtida em campo.

A definição de qual hipótese de simulação melhor representa as condições de campo, considerando apenas a área dos furos ou não, não é imediata.

Deve-se levar em conta o fato de que a umidade inicial adotada no 1º metro do perfil de solo é superior à umidade inicial medida em campo, conforme pode ser visto na Figura 6.4. Com base nessa observação, espera-se que os resultados da simulação numérica subestimem a quantidade de infiltração neste trecho. Pode-se observar na Figura 6.17 que a simulação desconsiderando o revestimento, superestima a quantidade de infiltração abaixo da cota 0,25m. Não se pode afirmar, entretanto, se a subestimativa das análises considerando o revestimento, Figura 6.16, é completamente atribuída às diferenças entre as condições iniciais.

Apesar das limitações e pequenas diferenças entre os resultados das simulações numéricas e dos resultados experimentais, a concordância obtida entre os resultados do modelo e as observações de campo é satisfatória. Os valores de permeabilidade obtidos em laboratório parecem representar adequadamente a permeabilidade em campo. A faixa de variação de 10% de permeabilidade resultam em curvas que envolvem a curva de infiltração experimental.

O comportamento observado para as taxas de infiltração obtidas com as permeabilidades de laboratório mostra o mesmo comportamento para as variações de $cv +15\%$ e $cv +10\%$. Analisando os resultados da simulação para a variação de $cv -10\%$ e -15% , observa-se que as curvas obtidas numericamente apresentam uma forma mais parecida com o resultado de campo. No entanto, a quantidade de infiltração é inferior àquela observada em campo.

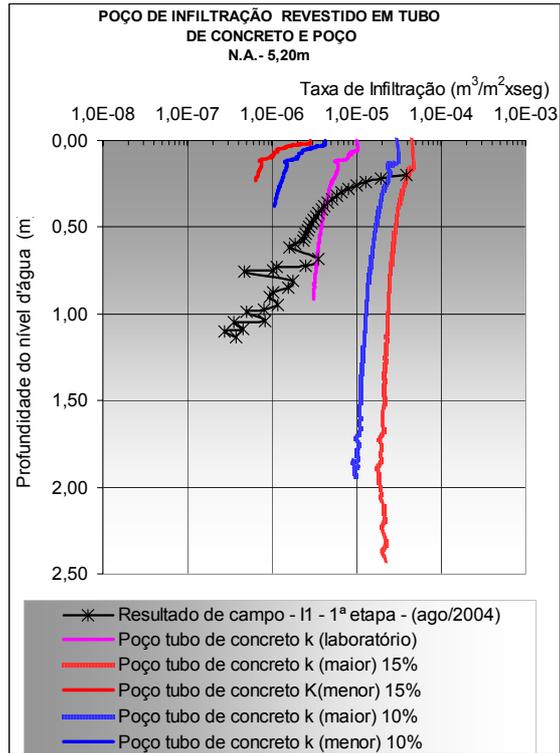


Figura 6.16 – Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado considerando os furos, (N.A. = 5,20).

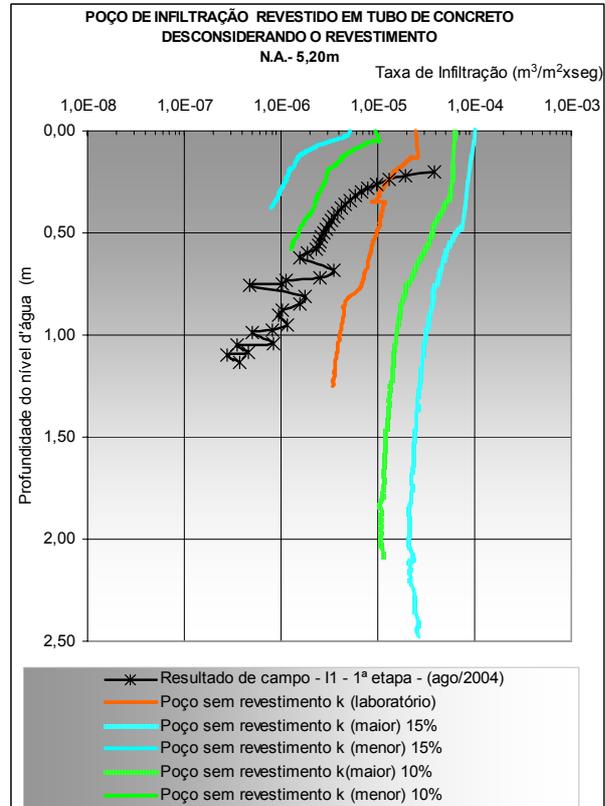


Figura 6.17 – Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado desconsiderando os furos, (N.A.=.5,20m).

6.4.1.2- N.A. igual a 2,70m

As Figuras 6.18 e 6.19 apresentam os resultados das simulações da 3ª etapa de campo, ensaiada em abril de 2005, estação chuvosa com o lençol freático a 2,70m de profundidade. As simulações foram feitas para 5 horas de ensaio. São apresentadas as curvas de taxa de infiltração correspondentes a cada uma das variações da permeabilidade para os poços de grande diâmetro revestidos em tubo de concreto armado perfurado e também para o mesmo poço desconsiderando o revestimento.

Pode-se observar na Figura 6.18 que a simulação com a permeabilidade de laboratório resultou em uma taxa de infiltração inicial próxima da de campo. A faixa de variação de c.v. para $\pm 10\%$ contem a curva do ensaio em campo.

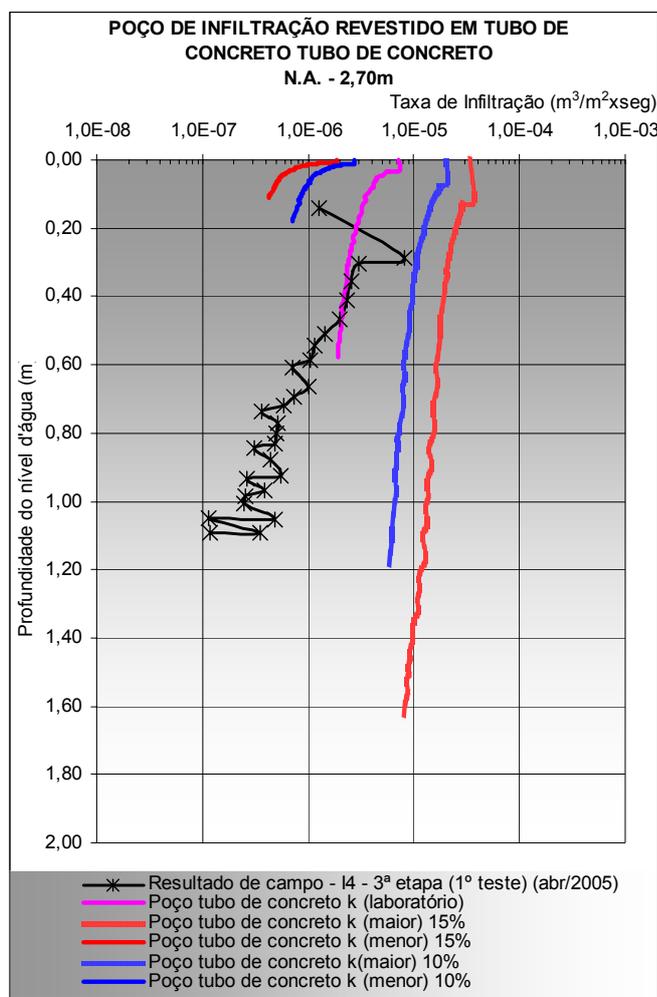


Figura 6.18 – Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado considerando os furos, (N.A. = 2,70m).

No segundo caso, foi desconsiderado o revestimento do poço e simulado com a permeabilidade de laboratório, Figura 6.19. Houve maior semelhança entre as curvas de campo e laboratório. A profundidade final do N.A. na simulação do laboratório atingiu a metade da profundidade obtida em campo. Pode-se observar na Figura 6.19 que a simulação com a permeabilidade de laboratório resultou em uma taxa de infiltração inicial próxima da de campo com representatividade melhor do que nos outros casos. A faixa de variação de $c.v$ para $\pm 10\%$ contem a curva do ensaio em campo.

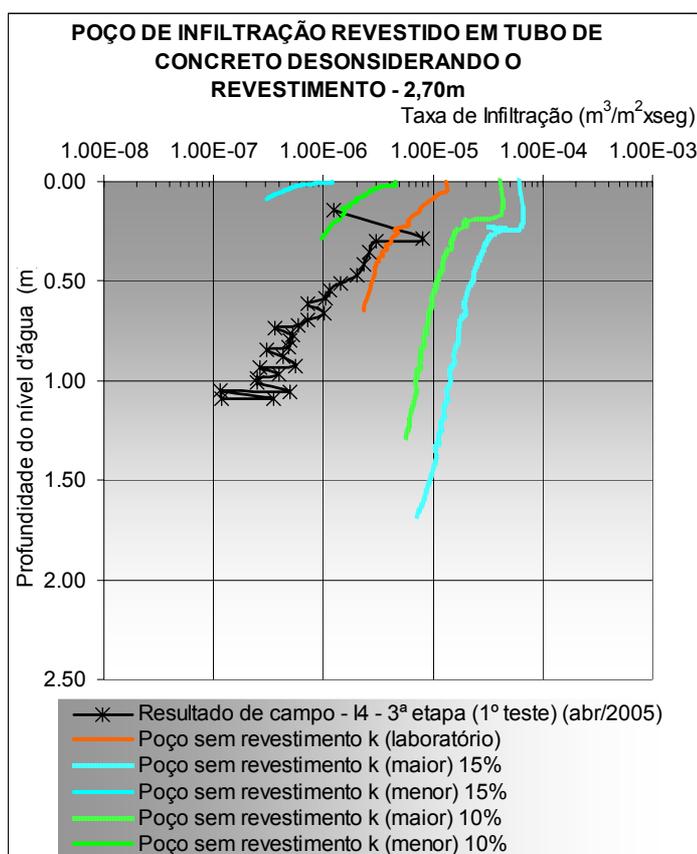


Figura 6.19 – Resultados de campo e simulação numérica para o poço revestido em tubo de concreto armado perfurado desconsiderando o revestimento, (N.A. = 2,70m).

6.4.2— Simulação para os poços piloto

6.4.2.1- N.A. igual a 5,20m

A Figura 6.20 apresenta os resultados das simulações da 1ª etapa de campo, ensaiada em agosto de 2004, estação seca com o lençol freático a 5,20m de profundidade. Essa figura

apresenta também as curvas de taxa de infiltração correspondentes a cada uma das variações da permeabilidade para os poços de pequeno diâmetro sem revestimento.

Analisando os resultados do poço piloto na estação mais seca e excluindo os 0,60m de profundidade iniciais que caracterizam as particularidades do solo na superfície, pode-se concluir que a taxa de infiltração de campo e a taxa de infiltração simulada com os resultados da permeabilidade do solo obtida em laboratório se encaixam perfeitamente entre os valores de variação do cv em $\pm 10\%$. Esse resultado é bastante promissor para a finalidade que se deseja do poço piloto como sendo um poço em escala reduzida, que ensaiado forneça parâmetros para o cálculo das estruturas de infiltração.

A faixa de variação de cv em $\pm 10\%$ contém as taxas de infiltração obtidas através da permeabilidade de laboratório e de campo. Embora tenha havido uma quantidade de infiltração superior a de campo, a simulação que mais se aproximou do resultado observado em campo foi aquela utilizando a permeabilidade reduzida com c.v. = 10% inferior.

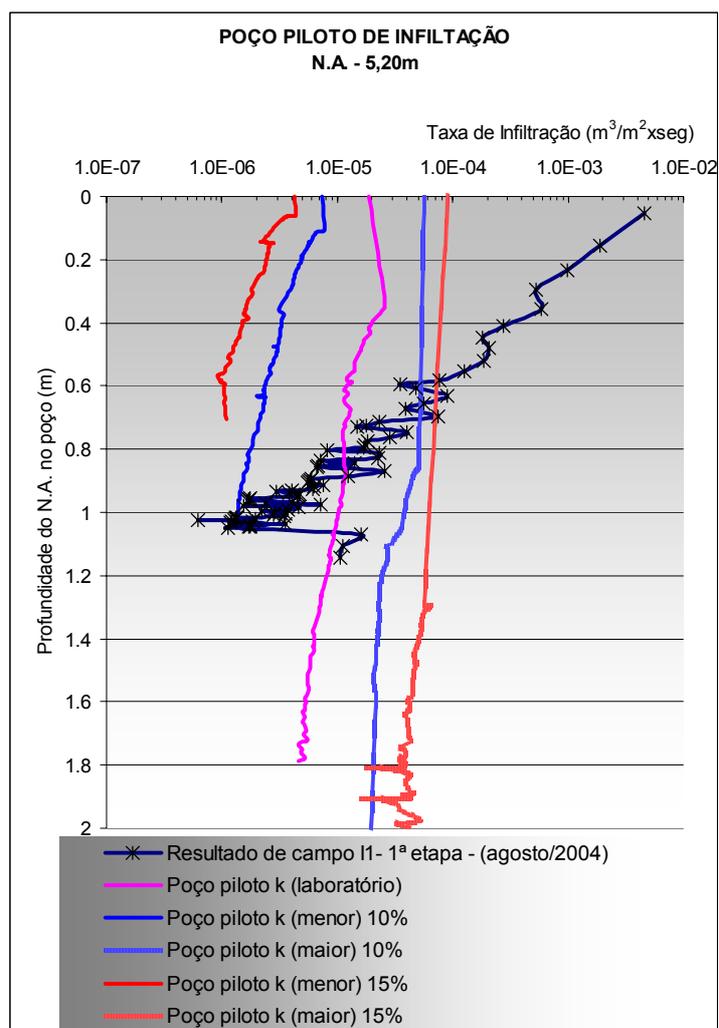


Figura 6.20 - Resultados de campo e simulação numérica para o poço piloto, (N.A = 5,20m).

6.4.2.2- N.A. igual a 2,70m

A Figura 6.21 apresenta os resultados das simulações da 3ª etapa de campo, ensaiada em abril de 2005, estação chuvosa com o lençol freático a 2,70m de profundidade. A figura apresenta as curvas de taxa de infiltração correspondentes a cada uma das variações da permeabilidade para os poços de pequeno diâmetro sem revestimento.

Pode-se observar que o resultado da simulação da taxa de infiltração com dados de permeabilidade de laboratório se aproxima do resultado de campo. As oscilações da infiltração superficial são reproduzidas de acordo com o ressecamento superficial da camada como já constatado. A faixa formada pelas variações de c.v. em $\pm 10\%$ contém as taxas de infiltração obtidas no campo e pela permeabilidade de campo.

O monitoramento do poço piloto por um espaço de tempo maior poderia proporcionar melhores comparações entre os resultados de campo e da simulação. Mas mesmo com essa limitação as curvas mostram uma tendência sugerindo que a permeabilidade de laboratório e o modelo numérico representam a situação de campo e que as variações de c.v. $\pm 10\%$ contem as curvas representativas das taxas de infiltração de campo e de laboratório. Do ponto de vista de rebaixamento do N.A. no poço em campo, a simulação de -15% foi a que melhor o representou.

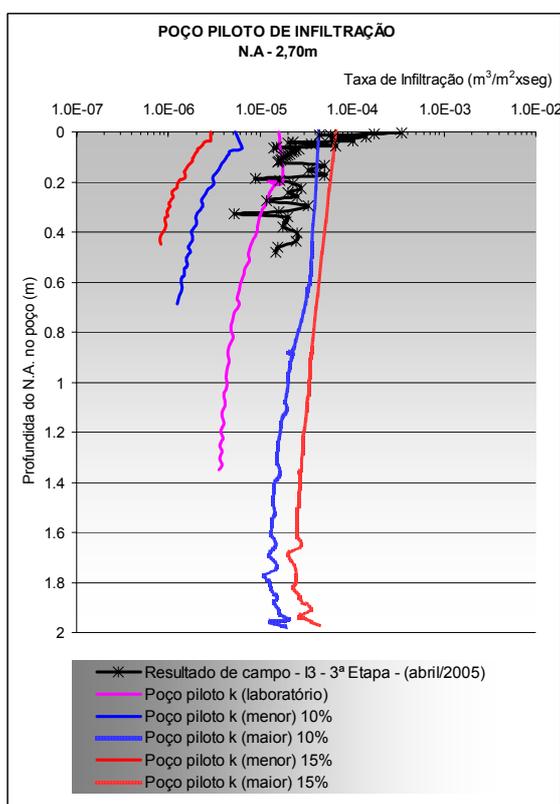


Figura 6.21 - Resultados de campo e simulação numérica para o poço piloto, (N.A. = 2,70m).

Concluindo, os resultados da simulação para os poços de pequeno e grande diâmetro mostraram-se próximas dos resultados de campo em qualquer estação seca ou chuvosa.

A umidade superficial do maciço de solo é bastante relevante no processo da infiltração superficial.

A Tabela 6.2 apresenta os resultados das taxas de infiltração média das simulações com a permeabilidade de laboratório para os poços revestido com tubo de concreto perfurado considerando-o com o revestimento e sem o revestimento e do poço piloto.

Para os poços de grande diâmetro, estação das chuvas e estação da seca, o revestimento retarda o processo de infiltração em aproximadamente 30%. A simulação do poço revestido em tubo de concreto representa melhor a situação de campo do que desconsiderando o revestimento para o poço com o mesmo diâmetro.

Quanto mais seco o solo (mais baixo o N.A.), maior foi a taxa de infiltração simulada em todos os poços.

Para o poço de grande diâmetro a “I” na estação da chuva é aproximadamente 60% menor do que na estação da seca. Para o poço piloto essa relação sobe para 130%.

A taxa de infiltração variou com o diâmetro do poço. Ao extrapolar “I” isso deve ser feito com critério.

Para o valor de “k” deste poço e o perfil analisado, o valor de “I” para o poço de pequeno diâmetro foi aproximadamente duas vezes maior do que para o poço com diâmetro de 1,0m.

Tabela 6.2 – Valores de taxa de infiltração média dos poços para simulação utilizando a si a permeabilidade “k” de laboratório.

Poços		Nível do lençol Freático (m)	Taxa de infiltração Média (m ³ /m ² s)
Poço revestido em tubo de concreto	considerando o revestimento	5,20	3,00x10 ⁻⁶
		2,70	1,90x10 ⁻⁶
	desconsiderando o revestimento	5,20	4,00x10 ⁻⁶
		2,70	2,50x10 ⁻⁶
Poços piloto		5,20	1,00x10 ⁻⁵
Poços piloto		2,70	4,36x10 ⁻⁶

Capítulo 7 – METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO

7.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e avaliados três critérios utilizados no cálculo do volume de aporte numa região para dimensionamento estruturas de infiltração. No primeiro critério, a avaliação do volume de aporte será feita de acordo com a Norma Brasileira, NBR 10844/1989 que adota os estudos de Pfafstetter (1957). No segundo critério serão utilizadas as equações de chuva para os Estados de Goiás, sul do Tocantins e Alto Garças no Mato Grosso (COSTA E PRADO, 2003). O terceiro critério, proposto neste trabalho, utiliza dados pluviométricos diários da região, parâmetros do solo e medidas da capacidade de infiltração local, fazendo compensação diária do volume de aporte em dias consecutivos, incluindo os dias sem chuva.

7.2- DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE INFILTRAÇÃO

Das estruturas ensaiadas será adotado o resultado do poço revestido em tubo de concreto perfurado para ser valor padrão do dimensionamento

No terceiro método de dimensionamento aqui estudado é avaliado o volume de água que entra na estrutura e deste total é possível conhecer qual a porcentagem infiltra, qual a porcentagem fica armazenada no sistema e que parte será lançada na rede de drenagem pública. Esta compensação se dará em 24 horas, em dias consecutivos ao longo de todo o período, incluindo dias sem chuva.

Com os valores das taxas de infiltração dos poços revestidos que foram monitorados em campo foi possível simular estruturas de infiltração capazes de armazenar e infiltrar certa quantidade de chuva.

De acordo com a pesquisa para os testes de infiltração realizados no poço revestido em tubos de concreto armado, perfurados, com diâmetro interno de 1,0m e profundidade de 2,5m, considerando a infiltração ocorrendo nas paredes laterais e fundo do poço, apresentou valor médio de taxa de infiltração média igual a de $6,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2\text{xseg}$, equivalente a $I=2,16 \text{ mm/h}$.

7.2.1 - Cálculo do Volume de Aporte

O volume de aporte é determinado a partir de dados e critérios que avaliam a intensidade pluviométrica de uma região. Estes dados e critérios estão disponíveis na literatura, de forma que os profissionais podem analisá-los e compará-los escolhendo os critérios mais convenientes ao projeto.

Neste estudo, os critérios de dimensionamento foram aplicados ao lote padrão do empreendimento condomínio Alto da Boa Vista, cuja área é de 175m². Das estruturas ensaiadas será adotado o resultado do poço revestido em tubo de concreto perfurado para ser valor padrão do dimensionamento. De acordo com a pesquisa para os testes de infiltração realizados no poço revestido em tubos de concreto armado, perfurados, com diâmetro interno de 1,0m e profundidade de 2,5m, considerando a infiltração ocorrendo nas paredes laterais e fundo do poço, apresentou valor médio de taxa de infiltração igual a de $6,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{seg}$, equivalente a $I = 2,16 \text{ mm/h}$.

Para este estudo foram utilizados três critérios distintos para o cálculo do volume de aporte. São eles:

Critério A: NBR 10844/1989 que adota os estudos de Pfafstetter (1957);

Critério B: Equação de chuva para o estado de Goiás, sul de Tocantins e Alto Garças no Mato Grosso (COSTA E PRADO, 2003);

Critério C: Compensação diária.

7.2.1.1 - Critério A

Segundo Baptista e Pinto Coelho (2002), a dimensão dos componentes da instalação de esgotamento pluvial depende basicamente de três fatores:

- a. Intensidade pluviométrica;
- b. Área de contribuição;
- c. Impermeabilidade do local.

Intensidade pluviométrica é a razão entre a altura pluviométrica precipitada e o intervalo de tempo em que ocorreu essa precipitação. A determinação deste parâmetro depende de análises estatísticas das precipitações mais intensas registradas numa região ao longo dos anos, visando estabelecer relações que determinam o período de retorno de um dado evento e assim, estabelecer a segurança, riscos ou falhas do sistema instalado.

A norma brasileira NBR 10844/89 de instalações de águas pluviais estabelece os seguintes valores para tempo de retorno, a serem adotados considerando uma precipitação de 5 minutos:

- a. Áreas pavimentadas – 1 ano;
- b. Coberturas ou terraços – 5 anos;
- c. Áreas onde não é permitido escoamento ou extravasamento – 25 anos.

As intensidades pluviométricas adotadas foram as sugeridas no trabalho de Pfafstetter (1957) citado por Baptista e Pinto Coelho (2002). A intensidade pluviométrica obtida para a cidade de Goiânia analisando diversos tempos de retorno, está mostrada na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Intensidade pluviométrica (mm/h) em Goiânia-Go para duração de 5 minutos. Pfafstetter (1957) citado por Baptista e Pinto Coelho, (2002).

Período de retorno (anos)	1	5	25
Intensidade pluviométrica (mm/h)	120	178	192

Baseado neste critério o cálculo do volume de aporte é expresso pela relação entre:

- a. intensidade pluviométrica, Tabela 7.1, sendo que o índice mais utilizado para dimensionamento dos projetos de águas pluviais para áreas urbanizadas é o índice com período de observação de 5,0 min e tempo de retorno de 5 anos;
- b. superfície em estudo, lote de 175m².

Sob essas condições o volume de aporte é calculado de acordo com a Equação 7.1:

$$V_{\text{aporte}} = I \times \text{Área} \times \text{Tempo} = 2,59m^3 \quad (7.1)$$

7.2.1.2- Critério B

De acordo com as equações de chuva para os Estados de Goiás, sul do Tocantins e Alto Garças no Mato Grosso, Costa e Prado (2003) estabelecem pelas Equações 7.2 e 7.3:

$$I_{mm/min} = \frac{B1 \times \left(T^{\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}} \right)^\delta}{(t + c)^b} \quad \text{válida para:} \quad 1 \text{ ano} \leq T \leq 8 \text{ anos} \quad (7.2)$$

$$I_{mm/min} = \frac{B2 \times T^\alpha}{(t + c)^b} \quad \text{válida para:} \quad 8 \text{ anos} < T \leq 100 \text{ anos} \quad (7.3)$$

Onde **T** é o período de retorno, **t** é o tempo de duração das chuvas, **B1**, **B2**, **α**, **β**, **δ**, **γ**, **b** e **c** são constantes.

Os valores das constantes são tabelados de acordo com os parâmetros locais de 126 estações localizadas em municípios dos estados estudados. Para Goiânia/GO foram obtidos os parâmetros a seguir considerando chuva com 5 minutos de duração:

- Coordenadas geográficas: latitude - 16° 40' e longitude - 49° 16';
- Parâmetros locais: $b = 0,974711$; $B1 = 56,7928$; $c = 24,8$; e , $B2 = 64,3044$;
- Parâmetros **α**, **β**, **γ**, e **δ**, são parâmetros regionais constantes aplicados a toda a região e que dependem do período de retorno: **α** = 0,14710; **β** = 0,22; **γ** = 0,09; e **δ** = 0,62740.

Costa e Prado (2003) recomendam que para redes de drenagem urbana o período de retorno pode variar de $T = 2$ anos para bairros com baixa densidade populacional, de 15 a 20 anos para regiões centrais das cidades.

Utilizando as equações 7.1, 7.2 e 7.3 e a superfície do lote estudado calculou-se os volumes de aporte. Os valores de intensidades pluviométricas e de volume de aporte utilizando o período de retorno de 2 anos e 20 anos, tempo de duração das chuvas, recomendáveis para bairros de baixa e alta densidade populacional da cidade de Goiânia. Resultados apresentados Tabela 7.2

Tabela 7.2 – Determinação da intensidade pluviométrica através das equações de chuva.

Período de retorno T(anos)	Tempo de duração da chuva t (min)	Intensidade Pluviométrica (mm)	Volume de aporte (m³)
2	5	2,42	2,11
20	5	3,65	3,20

7.2.1.3- Critério C

Este método não propõe infiltrar todo o volume de aporte sobre uma superfície, mas sim fazer uma compensação diária levando em conta os dias de maior intensidade pluviométrica e os dias secos da estação. Procura-se evitar o dimensionamento de elementos de infiltração que trabalhem sob sua capacidade máxima em poucos dias e na maioria dos dias do ano fiquem ociosos.

Avalia-se o volume de água que entra em uma estrutura de infiltração, analisando a porcentagem que infiltra, a porcentagem que fica armazenada no sistema e a parcela que é lançada na rede pública de drenagem. Assim, o volume de aporte é obtido em cada dia pela intensidade de chuva diária, fazendo a compensação em 24 horas, entre dias consecutivos.

A intensidade pluviométrica foi avaliada diariamente, num período de observação de 25 anos, entre os anos de 1978 a 2002, na cidade de Goiânia, utilizando dados coletados na Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG. A precipitação máxima diária, o mês em que esta ocorreu e o número de dias com chuva do período de análise estão disponíveis na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Precipitação Pluviométrica máxima diária entre 1978 a 2002 (25 anos) para a cidade de Goiânia.

Ano	Precipitação máxima (mm)	Mês	Dias de chuva/ano
1978	93,8	fevereiro	135
1979	94,2	janeiro	125
1980	75,0	fevereiro	123
1981	75,0	novembro	107
1982	118,0	dezembro	164
1983	94,8	janeiro	143
1984	51,8	fevereiro	133
1985	66,6	janeiro	134
1986	59,2	março	124
1987	77,0	janeiro	125
1988	63,0	fevereiro	128
1989	78,0	novembro	133
1990	82,6	novembro	117
1991	65,0	fevereiro	130
1992	60,0	fevereiro	157
1993	63,5	dezembro	125
1994	126,0	dezembro	126
1995	94,6	dezembro	121
1996	66,0	dezembro	120
1997	105,0	fevereiro	125
1998	81,5	dezembro	125
1999	71,0	outubro	100
2000	86,0	dezembro	129
2001	113,8	setembro	116
2002	70,6	fevereiro	97
Valor médio (em 25 anos)	81,3	-	126,5

Dados da Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG.

Comparando o volume de aporte com a capacidade de armazenar e de infiltrar do elemento de infiltração, é possível simular o comportamento das diversas alternativas para infiltrar o volume de água precipitada, escolhendo o conjunto que oferecer a melhor eficiência e menor custo de implantação.

Para viabilizar o uso das estruturas de infiltração, parte-se do princípio que o solo poderá infiltrar totalmente ou parcialmente certo volume de chuva determinado por testes *in situ*. Acima deste volume, ocorrerá o escoamento superficial e, no caso dos centros urbanos, o lançamento do excedente será feito na rede pública de drenagem de águas pluviais.

Neste estudo serão simulados os dimensionamentos de estruturas de infiltração para os volumes precipitados referidos nos critérios A, B e C.

7.2.2- Considerações gerais

Nos testes das estruturas de infiltração considera-se que a infiltração ocorra só nas paredes e fundo das mesmas. No entanto, durante a vida útil dessas estruturas a infiltração de fundo pode ser desprezada devido ao processo de colmatção e acúmulo de partículas finas. Devido à incerteza sobre a manutenção das estruturas, é razoável desprezar a contribuição de infiltração do fundo. Portanto, nessa seção considera-se como área de infiltração apenas as paredes laterais do poço.

Foi adotado um fator de segurança igual a dois ($F = 2$), aplicado à capacidade de infiltração do solo ($I_{proj} = 2,16/2 = 1,08\text{mm/h}$).

São considerados ainda as seguintes especificações de projeto:

- a. Poço com revestimento em tubos de concreto armado perfurado, cujo diâmetro dos furos é de 0,10m e manta de geotêxtil na interface parede/solo, envolvendo todo o poço parede e fundo;
- b. Diâmetro externo do poço 1,10m e diâmetro interno de 1,00m. Profundidade de poço variando de 1,50m a 2,50m, com incremento a cada 0,5m, de acordo com o padrão de comercialização dos tubos;
- c. A máxima profundidade do poço deve estar a 0,5m acima do lençol freático, para evitar que o poço trabalhe afogado;
- d. Inicialmente a infiltração da água de chuva não irá contaminar o lençol freático, a menos que outros estudos façam restrições locais;
- e. Diâmetros mais comuns do mercado estão na Tabela 7.4, especificados de acordo com o diâmetro comercial, diâmetro nominal ou útil e custo de implantação do sistema considerando um poço com profundidade de 2,5m.

- f. Serão desprezados os primeiros 0,20m abaixo da superfície do terreno, para viabilizar a instalação das tubulações de entrada e saída de água do poço.

Tabela 7.4 – Diâmetro comercial de tubos de concreto e custo de implantação de um poço com 2,0m de profundidade (preço praticado no mercado de Goiânia em outubro/2005).

Diâmetro comercial (cm)	Diâmetro nominal (cm)	Custo de implantação de um poço com 2,0m de profundidade (R\$)
110	100	384,00
150	140	884,00
180	170	1193,00
200	190	1424,00

7.2.3- Dimensionamento das estruturas de infiltração para o volume de aporte determinado pelos Critérios A, B e C

O poço será dimensionado para armazenar e infiltrar 100%, 50% e 10% do volume de aporte. No entanto, pela planilha formulada é possível escolher qualquer porcentagem do volume de aporte desejada.

Os volumes de aporte calculados foram comparados com os volumes dos poços dimensionados. Se o volume de aporte é menor ou igual ao volume do poço, o volume do poço inicialmente proposto é satisfatório e pode ser adotado. Finalmente, se o volume de aporte é excessivamente superior ao volume do poço a proposta inicial é anti-econômica e deve ser redimensionada.

7.2.3.1- Critério A

Os resultados do critério A projetado para armazenar 100%, 50% e 10% do volume de aporte, estão mostrados nas Tabelas 7.5. Nesse critério chegou-se a um volume de aporte de 2,59m³, Equação 7.1, avaliado durante 5 minutos com um período de retorno de 5 anos.

No dimensionamento é escolhido um poço ou um conjunto deles com volume igual ou superior ao volume de aporte. A escolha dos poços de infiltração é feita em função do diâmetro do tubo, da profundidade útil do poço e dos percentuais que se quer armazenar e infiltrar. Foi adotado como menor poço, o poço com diâmetro nominal de $\phi = 1,00\text{m}$ e

profundidade mínima 1,50m. Considerou-se uma área de lote de 175m² do empreendimento Alto da Boa Vista.

Tabela 7.5 – Simulação para dimensionamento de poços de infiltração – Critério A.

Índice de armazenamento do volume de aporte (%)	100	50	10
1) Volume de aporte a armazenar (m ³)	2,59	1,295	0,259
2) Número de poços	2	1	1
3) Diâmetro comercial do tubo (cm)	110	110	110
4) Diâmetro nominal do tubo (cm)	100	100	100
5) Profundidade útil de infiltração do poço (m)	1,8	1,8	1,3*
6) Volume do poço (m ³)	2,83	1,41	1,02
7) Superfície de infiltração do poço (m ²)	11,31	5,65	4,08
8) Capacidade diária de infiltração do solo (m ³)	0,293	0,147	0,106

* - utilizando o menor poço recomendado neste estudo.

Pelo critério A é possível atender a demanda com as seguintes configurações de poços:

- a. 2 poços, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 2,0m, para armazenar 100% da precipitação de um dia, com capacidade de infiltração de 293 litros/dia;
- b. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 2,0m, para armazenar 50% da precipitação de um dia, com capacidade de infiltração de 147 litros/dia;
- c. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 1,50m, para armazenar 10% da precipitação de um dia, com capacidade de infiltração de 106 litros/dia.

7.2.3.2- Critério B

Os volumes de aporte 2,11 e 3,20m³, calculados de acordo com as equações de chuva mostrados na Tabela 7.2, foram utilizados. Os resultados do dimensionamento são apresentados nas Tabelas 7.6 e 7.7.

Tabela 7.6 - Simulação para dimensionamento de poços de infiltração, Critério B, volume de aporte de 2,11 m³.

Índice de armazenamento do volume de aporte %	100	50	10
1) Volume de aporte a armazenar (m ³)	2,11	1,055	0,211
2) Número de poços	1	1	1
3) Diâmetro comercial do tubo (cm)	150	110	110
4) Diâmetro nominal do tubo (cm)	140	100	100
5) Profundidade útil de infiltração do poço (m)	1,8	1,30*	1,3*
6) Volume do poço (m ³)	2,77	1,41	1,02
7) Superfície de infiltração do poço (m ²)	11,66	5,66	4,084
8) Capacidade diária de infiltração do solo (m ³)	0,302	0,146	0,106

* - utilizando o menor poço recomendado.

Tabela 7.7 - Simulação para dimensionamento de poços de infiltração, Critério B, volume de aporte de 3,20 m³.

Índice de armazenamento do volume de aporte %	100	50	10
1) Volume de aporte a armazenar (m ³)	3,20	1,60	0,320
2) Número de poços	1	1	1
3) Diâmetro comercial do tubo (cm)	150	110	110
4) Diâmetro nominal do tubo (cm)	140	100	100
5) Profundidade útil de infiltração do poço (m)	2,3	2,30	1,30*
6) Volume do poço (m ³)	3,54	1,81	1,021
7) Superfície de infiltração do poço (m ²)	10,12	7,226	4,084
8) Capacidade diária de infiltração do solo (m ³)	0,262	0,187	0,106

* - utilizando o menor poço recomendado.

Pelo critério B é possível atender a demanda, têm-se as seguintes configurações possíveis.

- a. Volume de aporte de 2,11m³:
 - i. 1 poço, $\phi = 1,50\text{m}$, profundidade de 2,5m, para armazenar 100% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 262 litros/ dia;
 - ii. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 2,5m, para armazenar 50% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 187 litros/dia;
 - iii. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 1,5m, para armazenar 10% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 106 litros/dia.
- b. Volume de aporte de 3,20m³:
 - i. 1 poço, $\phi = 1,50\text{m}$, profundidade de 2,5m, para armazenar 100% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 262 litros/dia;
 - ii. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 2,5m, para armazenar 50% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 187 litros/dia;

- iii. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, profundidade de 1,5m, para armazenar 10% da precipitação de um dia com capacidade de infiltração de 106 litros/dia.

Segundo os critérios A e B, a vazão de um dia será armazenada no poço sem extravasar. Entretanto, a completa infiltração deste poço se dará após alguns dias. Assim, dias consecutivos com chuva não seriam atendidos. A infiltração de toda água precipitada a cada dia necessitaria uma quantidade muito grande de poços, o que é inviável para a área e custo de implantação do sistema.

7.2.3.3- Critério C

A Tabela 7.8 apresenta os resultados da simulação para várias configuração de poços possíveis para armazenar e infiltrar as águas precipitadas ao longo do período avaliado de 25 anos. Para esse dimensionamento foi adotado um fator de segurança igual a 2 sobre a capacidade diária de infiltração do poço e desprezada a infiltração no fundo do poço.

Tabela 7.8 – Simulação para dimensionamento de poços de infiltração, com capacidade para 100% da precipitação – Critério C.

Nº de poços	Diâmetro externo do poço (cm)	Diâmetro nominal do poço (cm)	Volume do poço (m ³)	Área de infiltração do poço (m ²)	Capacidade diária de infiltração do poço (m ³)	% do volume extravasado em (m ³ p/ ano)
1	110	100	1,806	7,226	0,187	80,63
2	110	100	3,613	14,451	0,375	64,91
3	110	100	5,419	21,677	0,556	51,07
1	150	140	3,541	10,116	0,262	73,43
2	150	140	7,081	20,232	0,524	52,68
1	180	170	5,221	12,284	0,318	68,32
2	180	170	10,441	24,567	0,637	44,30
1	200	190	6,521	13,729	0,356	65,05
2	200	190	13,042	27,458	0,712	39,15

Para o critério C, optou-se por fazer a compensação dia-a-dia, todos os dias do ano, inclusive nos dias sem chuva. Foi possível dimensionar várias opções de poços variando o diâmetro e número de poços, mantendo-se fixa a profundidade igual a 2,50m. Esse critério facilita a escolha da configuração que melhor atende a demanda, avaliando o custo de implantação do sistema de armazenamento.

7.3- CRITÉRIOS DE “EFICIÊNCIA DOS POÇOS DIMENSIONADOS”

CrITÉrios de eficiêncIa foram estabelecidos para avaliar a capacidade que o sistema possui de receber o volume de aporte e promover a infiltração no solo. De acordo com os critÉrios adotados, não se deve projetar um sistema que absorva todo o volume de aporte, pois isso elevaria o custo de implantação do sistema e o tornaria ocioso, sabendo que precipitações maiores não ocorrem com frequêncIa.

Neste trabalho foram avaliados dois critÉrios de “eficiêncIa”:

- a. Número de dias sem extravasao, ao longo dos 25 anos;
- b. Razão entre os volumes infiltrados e o volume de aporte total ao longo dos 25 anos.

Na Figura 7.1 estão plotados os resultados obtidos a partir da Tabela 7.8, para a eficiêncIa da bateria de poços com variados diâmetros, considerando 100% do volume de aporte medido. Através da Figura 7.1 é possÍvel escolher entre as diversas configurações de poços que atenda ao projeto.

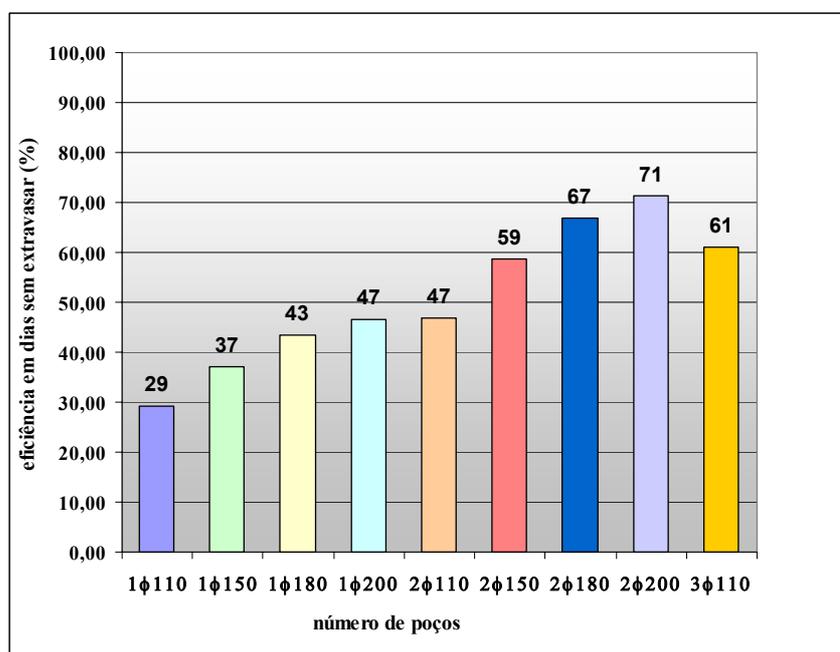


Figura 7.1 – Números de poços reservatórios versus eficiêncIa em relação ao número de dias sem extravasar.

Na Figura 7.2, estão plotados os custos da bateria de poços versus sua eficiêncIa.

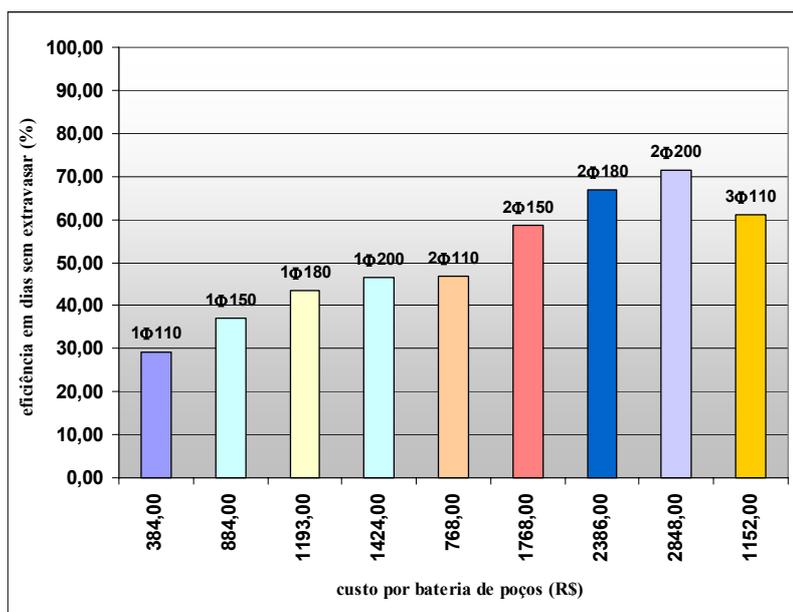


Figura 7.2 – Eficiência da bateria de poços x custo de implantação do sistema.

Na Figura 7.3 estão mostrados os valores obtidos de eficiência em relação ao volume infiltrado para 100% do aporte. Analisando os resultados do dimensionamento dos poços apresentados na Tabela 7.8 e aplicando os critérios de eficiência de acordo com as Figuras 7.1, 7.2 e 7.3, pode-se concluir que:

- i. 2 poços, $\phi = 1,50\text{m}$, ao custo de R\$ 1768,00, apresentam uma eficiência de 59% e capacidade de infiltração diária de 47% do volume armazenado;
- ii. 2 poços, $\phi = 1,10\text{m}$, ao custo de R\$ 768,00, apresentam um eficiência de 47% e capacidade de infiltração diária de 35%;
- iii. 1 poço, $\phi = 2,00\text{m}$, ao custo de R\$ 1424,00, apresenta uma eficiência de 47% e capacidade diária de infiltração de 35%;
- iv. 1 poço, $\phi = 1,10\text{m}$, é capaz de armazenar 29% da precipitação de um dia a um custo de instalação de R\$ 384,00 e tem uma capacidade de infiltração diária de 19%.

Por este critério a implantação do menor poço estudado cuja eficiência é de 29% de números de dias sem extravasão para a rede pública e de 19% para a porcentagem do volume infiltrado, analisado durante 25 anos.

Pelos Critérios A e B de dimensionamento, as estruturas escolhidas são capazes de receber 100% do volume de uma chuva padrão, na prática conduzem a eficiências entre 31 a 40%, o custo varia entre R\$ 615,00 a R\$ 884,00, de acordo com a adequação das profundidades escolhidas.

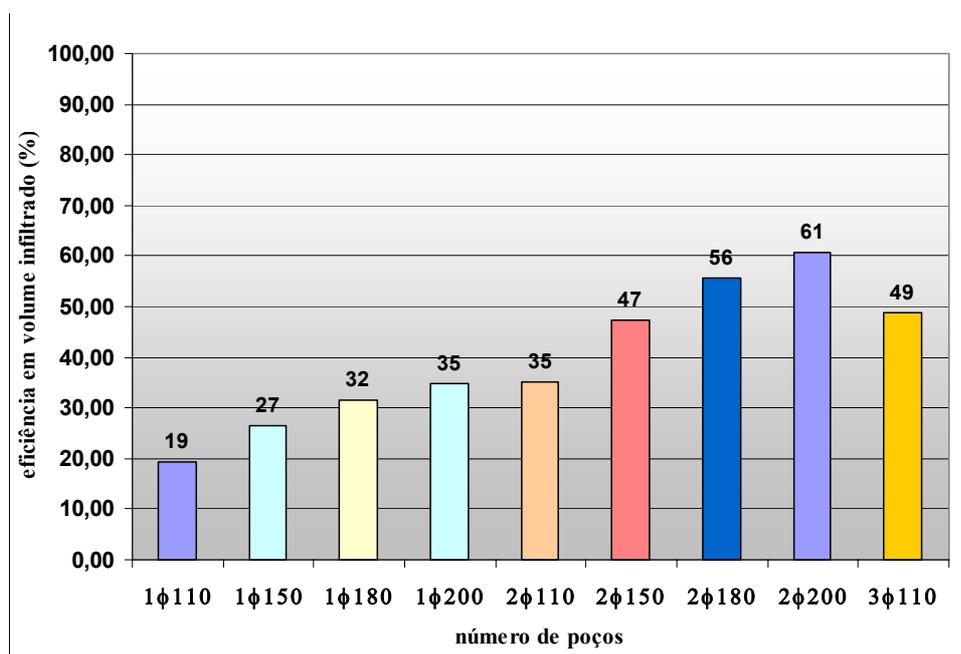


Figura 7.3 – Porcentagem do volume total infiltrado.

Para eficiência em termos de dias sem extravasamento entre 40 e 50%, pode-se escolher como estrutura mais econômica 2 poços de 1,10m de diâmetro, a um custo de R\$ 768,00. Outras configurações equivalentes em eficiência seriam: 1 poço de diâmetro de 1,80m, custando R\$ 1193,00 ou 1 poço com diâmetro de 2,0m custando R\$ 1424,00.

Para eficiência em termos de volume infiltrado entre 30 a 50%, pode-se escolher estruturas, como 2 poços com diâmetros de 1,10m, 2 poços com diâmetros de 1,50m, 1 poço com diâmetro de 1,80m, ou 1 poço com diâmetro de 2,0m, com custo variando de R\$ 768,00 a R\$ 1424,00.

Pode-se observar que o método de análise “C” permite uma determinação real da eficiência do elemento de infiltração para balizar a escolha mais adequada em cada caso.

As baterias de poços podem ser bem aceitas para áreas de praças e arruamento de condomínios ou para empreendimentos maiores e principalmente em regiões com alta taxa de impermeabilização da superfície. No entanto, é necessário que a capacidade de infiltração do solo local seja compatível com o volume a infiltrar.

Na prática, ao se adotar um fator de segurança igual a 2 ($F = 2$) e desprezar a infiltração de fundo da estrutura buscou-se garantir uma vida útil maior para as estruturas no dimensionamento do sistema. Essas medidas subestimam a capacidade real de armazenar e infiltrar da estrutura. Entretanto, pelas considerações anteriores, nos primeiros anos após a

instalação do sistema a eficiência real será bem maior do que as apresentadas nas Figuras 7.1, 7.2 e 7.3.

Utilizando os mesmos critérios da Tabela 7.8, é possível simular sistemas de infiltração para armazenar e infiltrar outras porcentagens de acordo com a necessidade do projeto. Por exemplo, pode-se considerar o índice de 10% de área permeável requerido pela Lei Municipal que regula os parâmetros urbanísticos para média densidade populacional da cidade de Goiânia. Na Tabela 7.9 estão os resultados desta simulação.

De acordo com a Tabela 7.9, apenas um poço de diâmetro comercial de 1,10m e profundidade de 2,5m é suficiente para reservar e drenar a área do lote estudado atendendo às exigências da Lei Municipal que regula os parâmetros urbanísticos da cidade de Goiânia. Nesse caso, se o poço escolhido tivesse que atingir 100% de eficiência, bastaria por exemplo, aumentar a profundidade do poço para 3,0m de profundidade com a inserção de mais um tubo e a condição seria atendida a um custo global do sistema de R\$ 461,00.

Tabela 7.9 – Simulação de sistemas para armazenar e infiltrar 10% do volume de aporte (Código de Obras e edificações de Goiânia, Lei Municipal nº 5.062 de 1975).

Nº e diâmetro do poço (cm)	Eficiência em número de dias (%)	Eficiência do volume infiltrado sem extravasão em 25 anos (m³) (%)	Custo de implantação do sistema (R\$)
1φ110 (H=2,50m)	98,36	98,80	384,00
1φ110 (H=3,00m)	100	100	460,80
2φ110 (H=2,50m)	100	100	768,00
1φ150 (H=2,50m)	100	100	884,00

De acordo com esse critério e com o auxílio das planilhas eletrônicas disponíveis é possível escolher um poço ou uma bateria de poços que possa atender com economia e segurança a diversas situações de projeto. Para pequenas áreas, como no caso do lote estudado, é recomendado que se adote um ou no máximo dois poços, evitando sobrecarregar a área com estas estruturas. Para atender as imposições da Lei Municipal que regula os parâmetros urbanísticos para média densidade populacional da cidade de Goiânia, conclui-se que um poço de diâmetro de 1,10m com profundidade de 2,80m útil, a um custo de R\$ 461,00 é suficiente.

7.4- COMENTÁRIOS FINAIS

Na implantação de sistemas de infiltração é relevante observar alguns aspectos:

- a. As estruturas de infiltração devem manter uma distância razoável entre si, especificações americanas recomendam pelo menos 3,05m (10 pés), citado por Richman et al (1999), porém os valores adequados deveriam ser estudados localmente para cada projeto específico;
- b. O uso inconseqüente de estruturas de infiltração pode gerar problemas como: erosão interna, colapso do solo, recalque das fundações vizinhas pela excessiva redução da sucção, com conseqüente mudança no equilíbrio da área próxima ao poço;
- c. As estruturas podem ser construídas utilizando revestimento em tubos de concreto perfurado, tijolo maciço assentado em crivo ou outro tipo de revestimento para contenção das paredes da estrutura. Todos, com o uso de geotêxtil revestindo toda superfície escavada, paredes e fundo;
- d. É suficiente uma área de aberturas para infiltração de 5,0% a 10% da superfície total das paredes verticais localizando os furos, preferencialmente, nas superfícies inferiores das estruturas;
- e. É imprescindível a manutenção do sistema para garantir a capacidade de infiltração do fundo da estrutura.

A eficiência do sistema para a tomada de decisão pode ser analisada melhor utilizando o **Critério C**, apresentado neste trabalho, pois permite a determinação real da eficiência do elemento de infiltração para balizar a escolha mais adequada. Considerando o critério A têm-se o valor de aporte a ser armazenado de 2,59m³ com tempo de retorno de 5. Para o critério B têm-se 2,11m³ com o tempo de retorno de 2 anos e volume de aporte de 3,20m³ para tempo de retorno de 20 anos.

É razoável ter uma estrutura que armazene e infiltre certa quantidade de água e que excedente seja lançado na rede pública de águas pluviais. Isto poderá ser interessante se essa alternativa for adotada em todos os lotes no bairro. O excedente lançado na rede pública no final do processo poderá reduzir o custo de implantação do sistema público.

A adoção destas soluções por todos ou pela maioria das unidades residenciais do empreendimento, quando somados os benefícios da influência de várias estruturas implantadas, trará benefícios para o todo.

É sempre oportuno simular várias situações para os poços de infiltração levando em conta o custo de implantação do sistema, pois um mesmo grupo de poços poderá ser tão eficiente quanto a outro grupo diferindo razoavelmente no custo de implantação.

O dimensionamento do sistema de infiltração pode ser ajustado variando o diâmetro ou a profundidade do poço, incógnitas do problema.

Capítulo 8 – CONCLUSÕES

8.1- CONCLUSÕES

O principal objetivo dessa dissertação foi estudar estruturas de infiltração verificando o seu desempenho e os procedimentos de dimensionamento. Um melhor dimensionamento e execução das estruturas de infiltração podem resultar em economia, beneficiando as áreas e controlando melhor o efeito das inundações localizadas.

Diversos tipos de estruturas foram construídas e avaliadas considerando diversas estações do ano, por um período de 15 meses, entre agosto de 2004 a novembro de 2005. Foram monitorados poços de pequena dimensões e poços em escala real, sendo esses analisados simultaneamente, para permitir a determinação da relação entre as taxas de infiltração dos dois tipos de estruturas. Paralelamente aos estudos de campo, vários ensaios de laboratório foram realizados para possibilitar uma melhor compreensão do comportamento do solo e da dinâmica da água nas fronteiras de poços de infiltração. Utilizando o programa FlexPDE foi simulada a infiltração nos poços utilizando parâmetros obtidos em laboratório. Os resultados foram bastante satisfatórios e permitiram uma melhor compreensão do mecanismo de infiltração no campo.

Ensaio de laboratório

Os ensaios de caracterização do solo mostraram que o solo estudado possui granulometria com predominância de argila nas camadas mais superficiais. Nas camadas abaixo de 2,2m a porcentagem de argila passa a ser substituída por silte.

Através dos ensaios de micro-análise do solo foi possível identificar a presença predominante da caulinita. O alto grau de intemperismo do solo, com elevados teores de alumínio e ferro, resultou no processo de cimentação das partículas e formação de grumos, que formam macros poros. Na estrutura dos solos tal condição resulta em uma permeabilidade superior à permeabilidade normalmente esperada para a faixa granulométrica.

Os ensaios de papel filtro nas amostras de 1,0 e 2,0m de profundidade apresentaram resultados satisfatórios. As curvas características obtidas experimentalmente foram semelhantes àquelas obtidas a partir das curvas granulométricas utilizando os métodos de Arya e Paris (1981) e Arya e Dierolf (1989).

Os ensaios de permeabilidade em laboratório mostraram uma permeabilidade a 2,0m de profundidade 10 vezes maior do que a permeabilidade a 1,0m de profundidade. A 1,0m de profundidade o índice de vazios foi de 0,98 e a 2,0m de profundidade o índice de vazios encontrado foi de 1,40, explicando em parte as variações de permeabilidade. Medidas feitas nas direções horizontais e verticais mostraram uma pequena anisotropia do solo, com a permeabilidade vertical igual a 2,5 vezes maior do que a permeabilidade na horizontal.

Na superfície do solo, até 1,0m de profundidade, a poropressão reduziu de -100kPa para -30kPa, justificado pelo grau de ressecamento superficial do solo. Conhecer o comportamento dos solos não saturados foi de suma importância no processo de infiltração.

Os ensaios oedométricos realizados com inundação a 100kPa, de acordo com as cargas previstas para as obras padrão do condomínio, não apresentavam colapsividade nas profundidades de 1,0m e 2,0m.

Ensaio de campo

O monitoramento do nível d'água durante os 15 meses da pesquisa evidenciou a grande variação da profundidade do N.A. onde o nível mais baixo, de 7,60m ocorreu em novembro e o nível mais alto de 2,70m ocorreu em março. A diferença de 4,90m em relação ao nível mais baixo do N.A. para a estação seca e o nível mais alto da estação chuvosa representa uma característica local. Esta variação do N.A. na área da pesquisa é superior ao que ocorre para o restante da cidade de Goiânia

Independente da condição de umidade inicial do solo abaixo de 1,0m de profundidade todas as taxas de infiltração tenderam a de convergência dos resultados em todas as estruturas.

O monitoramento de estruturas de infiltração no campo foi realizado sob condição inicial de umidade do solo na condição pré-inundada, que simula dias consecutivos de chuva. Monitorando as estruturas de infiltração na saturação e no dia seguinte é possível observar que na estação chuvosa a infiltração na saturação foi mais rápida do que após a pré-inundação (ensaio padronizado).

Foi observado que a taxa de infiltração do poço piloto de pequeno diâmetro foi de 33 vezes maior do que a taxa infiltração do poço revestido em tijolo em crivo 1, 63 vezes maior do que a taxa de infiltração do poço revestido em tubo de concreto e 83 vezes maior do que a

taxa de infiltração do poço revestido em tijolo 2. Pode-se concluir que as condições locais volume infiltrado é inversamente proporcional à área de infiltração da estrutura.

Para as estacas preenchidas com brita #1 na estação seca, houve grande discrepância entre as quatro estacas. Porém nas etapas seguinte houve boa repetibilidade dos resultados. Para essas estacas o valor médio da taxa de infiltração de $4,5 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{m}^2\text{s}$, foi próximo do valor médio da taxa de infiltração do poço piloto de $2,5 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{m}^2\text{s}$.

Na maioria dos testes as estruturas monitoradas apresentaram comportamento semelhante, com maior capacidade de infiltração nos primeiros 0,60m infiltrados. Acredita-se que as diferenças entre os valores medidos e a simulação numérica, nas camadas superficiais seja fruto do ressecamento real maior do que o considerado. Pode-se concluir que as condições iniciais e a curva característica das camadas superiores, influem consideravelmente no mecanismo de infiltração.

O ensaio de infiltração usando poços piloto com a mesma ordem de profundidade dos poços em escala real a serem adotados é necessário para levar em consideração a permeabilidade e para reproduzir a mesma carga hidráulica.

Vários são os fatores que podem alterar a capacidade de infiltração do solo, tornando-o temporária ou permanentemente mais permeável. Esses fenômenos devem ser bem estudados e conhecidos quando se pretende instalar estruturas de infiltração para o controle de drenagem urbana. Dentre os fatores, pode-se enumerar: a presença de macroporos formados pela fauna e flora subterrânea, a compactação e adensamento das camadas, o manuseio do solo e a condutividade hidráulica.

Considerações sobre o uso dos sistemas de infiltração

Estruturas de infiltração com grande profundidade devem ser evitadas porque podem gerar grandes gradientes hidráulicos, o que aumenta o risco de erosão interna.

A instalação de elementos de infiltração próximos de estruturas de edificações poderá aumentar a zona de saturação do solo e provocar colapso do solo, prejudicando estruturas vizinhas e alterando principalmente as resistências de fustes, bases, contenções laterais ou outras estruturas do subsolo comprometendo suas funções e estabilidade. Uma análise numérica de fluxo permite a determinação da zona de influência dos poços de infiltração.

A possibilidade de acúmulo de detritos e partículas finas no fundo da estrutura de infiltração sugere a desconsideração desta área no dimensionamento. Para as estruturas onde a

área do fundo é relativamente menor do que a área das paredes não é tão significativo o fato de desprezar a contribuição do fundo. No entanto nas estruturas em que essa área é representativa, desprezá-la pode não ser irrelevante.

Critério de dimensionamento e coeficiente de segurança

Para o dimensionamento de poços de armazenamento e infiltração é usual utilizar os critérios **A** e **B**. Esses critérios consideram o armazenamento do volume de aporte de um único dia, sem extravasamento para o sistema coletor público. A completa infiltração do volume armazenado poderá ocorrer depois de vários dias, já que não consideram as características dos solos locais. Para dias consecutivos de chuvas o poço não atenderia a demanda.

Para o dimensionamento utilizando o “critério **C**”, foi implementada uma planilha eletrônica que permite a entrada dos dados: capacidade de infiltração do solo, o tamanho da área a drenar, custo de implantação de cada unidade, os dados de precipitação de 25 anos de precipitação diária. As incógnitas do problema são o diâmetro e profundidade dos poços.

O coeficiente de segurança utilizado foi de 2, considerando a incerteza na manutenção dos poços e das propriedades do solo. Nos primeiros anos de uso o sistema terá um desempenho superior ao dimensionado. Espera-se que o desempenho seja reduzido com o passar do tempo, caso a manutenção dos poços não seja adequada. O coeficiente de segurança é necessário em empreendimentos de grande porte, pois a falha no sistema poderá gerar grandes prejuízos.

Pelo critério **C** de dimensionamento de poços, proposto nesse trabalho, a compensação do volume armazenado é feita dia-a-dia, observando todos os dias do ano com chuva ou sem chuva. Considerando também a capacidade de infiltração do solo local, é possível dimensionar poços conhecendo a porcentagem real de eficiência para armazenar o volume de aporte e também a porcentagem de eficiência em relação ao volume disponível para infiltração e capacidade de infiltração do solo.

Pelo critério **C** é possível variar as incógnitas do problema (diâmetro e profundidade), permitindo a escolha de um poço ou bateria de poços que melhor atenda a demanda e minimizando o custo de implantação do sistema projetado.

Neste estudo, um poço revestido com tubo de concreto pré-moldado, com diâmetro útil de 1,0m e profundidade útil de 2,3m apresentou uma eficiência 29% na capacidade de

armazenar a precipitação. Ou seja, o número de dias sem extravasar foi de 29% e o mesmo poço teve 19% de eficiência quanto à capacidade de infiltração do volume de chuvas na área.

Simulação numérica da infiltração do poço

As simulações numéricas reproduziram bem a situação de campo. Através dos resultados do programa FlexPDE pode-se observar que a infiltração ocorre com mais intensidade na porção inferior do poço. A frente de saturação ocorre em forma de “bulbo” para o caso do lençol freático mais profundo, caso estudado com N.A. igual a 5,20m. Para o nível de lençol freático muito próximo do fundo da estrutura (N.A. igual a 2,70m) há uma junção entre a frente de saturação e o nível do lençol freático e tem-se uma frente de molhagem em formato de “saia”.

O programa FlexPDE possibilitou a variação do valor da permeabilidade, numa análise paramétrica. Observou-se que uma variação em $\pm 10\%$ no logaritmo de permeabilidade cobriu os resultados de campo, mostrando a boa concordância dos resultados de laboratório com as medições de campo.

8.2- RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para a continuidade sugere-se que sejam investigados outros aspectos relacionados às estruturas de infiltração:

- a. Realizar ensaios em diferentes solos, estudando a repetibilidade dos resultados;
- b. Ensaiar um maior número de locais a fim de obter parâmetros do solo representativos de outras áreas de Goiânia.
- c. Realizar ensaios simultâneos entre estruturas mais rasas e mais profundas para melhores conclusões do comportamento da infiltração em diferentes estruturas rasas e profundas como as valas e os poços.
- d. Novas pesquisas devem ser realizadas nas estruturas tipo trincheiras, pois estas têm um grande potencial de armazenamento e infiltração, no entanto são estruturas que requerem cuidados especiais na construção e forma de monitoramento;

- e. Sugere-se a retirada de amostras indeformadas de solo para ensaios em laboratório em intervalos menores nas camadas mais superficiais, por exemplo, a cada 0,20m. Esses dados melhorariam a discretização do perfil do solo quanto as funções de permeabilidade, índice de vazios e sucção do solo;
- f. Sugere-se ainda a determinação do índice de vazios de todo o perfil do solo;
- g. Simular numericamente outras geometrias de estruturas, por diferentes programas, para avaliar a capacidade de previsão dos modelos implementados.

BIBLIOGRAFIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA (ABGE). Ensaio de Permeabilidade em Solos. Orientação para sua Execução no Campo, Boletim IV, 3ª Edição, São Paulo, SP, 1996. 31p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1981. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Solo, Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, RJ, 1984. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1984. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**. Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**. Solo – Determinação do teor de umidade de Solos, Procedimento. Rio de Janeiro, 1986. 3p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, RJ. 1986. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185**. Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego de frasco de areia. Rio de Janeiro, RJ. 1986. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10838 (MB-2887)**. Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, com o emprego da balança hidrostática. Rio de Janeiro, RJ. 1988. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10844**. Água – Instalações Prediais de águas Pluviais, Procedimento. Rio de Janeiro. 1989. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **MB 3336 e NBR 12007 CB-2 1990 NBR**. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro RJ, 1990. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 14545**. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, RJ. 2000. 12p.

BATISTA, M.B. E PINTO COELHO, M.M.L. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 1ª ed. Belo Horizonte, Editora UFMG MG, 2002.

ASTM “**D-5298 – Standard test method for measurement of soil potencial (suction) using filter paper**”. 1992. 6p.

BEVEN, K. **Robert E.Horton's perceptual model of infiltration processes**. Environmental Science, Lancaster University, Lancaster, UK. *Hydrol. Process.* **18**. 2004. 3447–3460. Published online in Wiley InterScience. Disponível em: www.interscience.wiley.com. DOI: [10.1002/hyp.5740](https://doi.org/10.1002/hyp.5740). Acesso em: 28 jan. 2007.

BRANDÃO, V. SANTOS, PRUSKI, F.F., SILVA, D. D. **Infiltração da Água no Solo**. 2.ed. Viçosa, MG. Editora UFV. 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Notas de Aula do Curso de Solos Tropicais ministrado em Furnas para alunos de Mestrado em Geotecnia**. Convênio UnB/UFG/Furnas. Goiânia, GO. 2004.

CAMAPUM CARVALHO, J. de et. al. **Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**, Editores: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; SILVA MELO, M. T. da, 1.ed. Brasília DF, FINATEC, 2006. 464p. cap.2.

CAMARANO, A. A.; ABRAMOVAY, R.. INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA – IPEA. **Êxodo rural, envelhecimento e Masculinização no Brasil: panorama dos Últimos 50 anos**. Rio de Janeiro, RJ. 1999.

CARRIELLO, F. **Estimativas da Resposta Hidrológica das Sub-bacias Brasileiras**. 2004 155 f. Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto) - Instituto de Pesquisa Espacial – INPE. São José dos Campos SP, 2004. Disponível em: <http://mtc-m12.sid.inpe.br/col/sid.inpe.br/banon/2001/04.06.10.52.39>. Acesso em 03 jan. 2007.

CEDERGEN, H.R– **Seepage, Drainage, & flow nets 2nd**. Ed . Wiley-Interscience Publication. John Wiley & /sons, New York -Ondon -Sidney -Toronto, 1977.

COSTA, A R.; PRADO, L. A. **Especialização de chuvas intensas para o estado de Goiás e o sul de Tocantins**. Engenharia Agrícola, Jaboticabal, SP, 2003. v. 23, n.2, p. 268-276.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. Oficina de Texto, São Paulo, SP. 1996.

FREEZE, R.A. and CHERRY, J.A. **“Groundwater.”** Prentice Hall, Inc., New Jersey, USA, 1979. 604p.

FREDLUND, D. G. e RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wile & Sons, Inc. New York, 1993. 517p.

GALVÃO, A.; VALÉRIO, P.; MATOS, R. **As Soluções de Controlo na Origem como Estratégia de Gestão Integrada de Águas Pluviais em Meio Urbano**, Publicado no Boletim Lisboa Urbanismo, Boletim nº 9, 2000. 6p. Disponível em: <http://ulisses-em-lisboa.pt/data/002/003/003>. Acesso em 04 jan. 2007.

GARCIA, E. ET AL. **Água Esperança e Futuro** Universidade da Água. Ed. Loyola, São Paulo, SP. 2004. 91p.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, M.; FREDLUND, D. G. **Infiltration-runoff boundary conditions in seepage analysis**. Anais da 58th Canadian Geotechnical Conference, 2005.

GITIRANA JR, G. DE F. N; FREDLUND, MURRAY D. e FREDLUND, DELWYN G. **Previsão de Curvas Características de um Perfil de Solo Colapsível de Brasília Utilizando Curvas Granulométricas**. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica e IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas. Curitiba, PR. 2006. 6p.

GITIRANA JR, G. DE F. N. Fluxo em Solos não Saturados e o Processo Erosivo. In: **Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**, Editores: CAMAPUM DE CARVALHO, J. SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; SILVA MELO, M. T. da, 1.ed. Brasília DF, FINATEC, 2006. 464p. cap.9.

GLEICK, P. H., (1993). **Water in Crise**, (Ed). Water in crisis: a guide to the world's freshwater resources. New York: Oxford University Press. 473p. Disponível em: <<http://www.waterincrisis>>. Acesso em: 15 jan. 2007.

HARVEY C. **Hidrologia de Lençóis Freáticos**. Pacote da Aula 1 - Curso do MIT - Massachusetts Institute of Technology, 1.72 15p. 2004.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico (2006) e Projeções da População Urbana e Rural**. 2006. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 06 nov. 2006.

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Demográfico (2005) e Projeções da População Urbana e Rural**, 2005. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 06 nov. 2006.

IDB – Banco Inter-Americano de Desenvolvimento, 2007. Disponível em: <<http://www.iadb.org>>. Acesso em: 15 jan. 2007.

IPEA – INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. **Êxodo Rural, Envelhecimento e Masculinização No Brasil: Panorama Dos Últimos 50 Anos**. Rio de Janeiro. 1999.

JACINTHO, E. C. et al. Solos Tropicais e Processo Erosivos. In: **Procos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**, Editores: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; SILVA MELO, M. T. da, Brasília DF. 2006. 94-156, 464p. cap. 3

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York, Jon Wiley & Sons. 1969. 553p

LIMA, W. P. **Hidrologia Florestal Aplicada ao Manejo de Bacias Hidrográficas**, Piracicaba: USP/ESALQ. Departamento de Ciências Florestais, Cap. 07, 1996, 318p.

GUIANET (2007). **Brasil – Político**, Mapas do Brasil e de Goiás. adaptado de Guia Cidades – Guia Internet Brazil. 2007. Disponível em: <<http://www.guianet.com.br/brasil/mapapolitico.htm>>. Acesso em: 17 jan. 2007.

MARINHO, F.A.M. **Medição de Sucção em Solos**. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 1995. 2, 373-397.

METEORGO -. **Precipitações Máximas Diárias em Goiânia entre 1978 – 2002**, 2005. Disponível em: <www.meteorgo.hpg.com.br>. Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás. Acesso em: 18 abr. 2005.

MUNINET - Rede Brasileira para o Desenvolvimento Municipal. **Estatística das cidades**, 2006. Disponível em: <<http://www.muninet.org.br>>. Acesso em: 06 nov. 2006.

NASCIMENTO, M. A. e SALES M. M. **Diagnóstico do Processo erosivo em Goiânia**, X Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, IGEO/UERJ, Rio de Janeiro, 2003. Anais em CD.

OLIVEIRA, A.M. DOS S. **Ensaio de Permeabilidade em Solos** - Orientação para sua Execução no Campo, Boletim IV da ABGE, 3ª Edição, São Paulo – SP, 1996 31p.

PATIÑO, F. H. **Suelos Residuales Tropicales**, traduzido Hombre nuevo Editores. Medellín Colombia, 2004. 235p

PDE SOLUTIONS **FlexPDE 5** User Guide. PDE Solutions Inc., 2006. 92p.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil**. Rio de Janeiro: DNOS, 2ª edição, 1982. 426p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª Ed. Oficina de Texto. São Paulo. SP. 2002. 355p.

POPULATION DIVISION OF THE DEPARTMENT OF ECONOMIC AND SOCIAL AFFAIRS OF THE UNITED NATIONS SECRETARIAT. 2003. **Dados Estatísticos**. Disponível em: <<http://www.un.org/esa/population>>. Acesso em: 17 jan. 2007.

PRADO, A. R. M.; RESENDE, D. M.; FREITAS, E. F. **Estudo do Dimensionamento de Poços de Infiltração para Auxílio no Controle de Drenagem Urbana**. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da EEC/UG). 2007

REIS, R.P.A. **Proposição de Parâmetros de Dimensionamento e Avaliação de Desempenho de Poços de Infiltração de água Pluvial**. 2005. 222f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, CEMEC- UFG), 2005.

RICHMAN T.E ASSOCIATES, **Start at the Source – Desing Guidance Manual for Stormwater Quality Protection**. Califórnia, USA, 1999. 254p.

RÖHM, SÉRGIO ANTÔNIO. **Solos não Saturados. Monografia Geotécnica nº 4**. Universidade de São Carlos. São Carlos, 1997. 135p.

ROMÃO, P. DE A.; SOUZA, N. M. Caracterização Ambiental. In: **Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**, Editores: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; SILVA MELO, M. T. DA, 1 ed. Brasília DF, FINATEC 2006. 464p. cap. 4.

SANTOS, P. DE S. **Ciência e Tecnologia das Argilas** Editora Edgard Blücher, São Paulo, 1989. 408p.

SALES, M. M. et al. Controle de Erosões. In: **Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro**, Editores: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; SILVA MELO, M. T., 1ª Ed. Brasília DF, FINATEC. 2006. 464p. cap.13.

SILVA, H. H. A. B. DA. **Caracterização Mineralógica e Filiação da Vermiculita da Mina Cerrado III - Sanclerlândia-GO**, Dissertação (Mestrado em Geologia com Área de concentração Mineralogia e Petrografia) – Universidade de Brasília. 2006.

SILVA, L.F. DA, **SOLOS TROPICIAIS – Aspecto pedológicos, ecológicos e de manejo**. Apresentado no XX Congresso Brasileiro de Ciências do Solo (1985), Belém, Pa. Editado em 1995 pela Terra Brasilis Ltda. São Paulo, SP. 1996. 137p.

SILVEIRA, A. L. Z. DE P., **Estudoda Reação Álcali-Agregado em Rochas Carbonáticas**. Dissertação (Mestrado em Geologia com Área de concentração Mineralogia e Petrografia). Universidade de Brasília. 2006.

SOUZA, V. C. B. **Estudos Experimentais de Trincheiras de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial**, Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal de Rio Grande do Sul – IPH. 2002. 127f. Porto Alegre. Rio Grande do Sul, 2002.

SOUZA PINTO N. L DE, ET. AL, **Hidrologia Básica**, Edgard Blücher, Fundação Nacional de Material Escolar, Rio de Janeiro, RJ. 1976.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. 14th printing, John Wiley & Sons, Inc., New York, USA, 1949. 510p.

TOLEDO, M. C. M. ET AL. Cap. 8, **Decifrando a Terra**, Editores: Wilson Teixeira, M. Cristina Motta de Toledo, Thomas Rich Fairchild e Fabio Taioli, USP. Oficina de Texto, 2000. 558p.

TUCCI, C.E.M; GENZ, F. **Controle do Impacto da Urbanização**. In: TUCCI, C.E.M.; PORTO, R. L.L; BARROS, M.T. (Org) Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Da Universidade – UFRGS – Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH. Capítulo 7, 1ª Ed. 1995. p 278-347.

TUCCI, C.E.M. **Gestão das Inundações Urbanas**. Global Water Partnership South América. 1ª Ed. 2005. 196p.

UNDIESA, World Urbanization Prospects. **Relatório Sobre o Desenvolvimento Mundial 1999**. Disponível em: < <http://www3.interscience.wiley.com>>. Acesso em: 29 abr. 2007.

UNIVERSIDADE DA ÁGUA. **Água no Planeta**, 2007. Disponível em <<http://www.uniagua.org.br>>. Acesso em: 29 abr. 2007.

Apêndice A

Planilha de leitura do ensaio de infiltração em campo

ENSAIO DE PERMEABILIDADE DO SOLO							
ENSAIO EM POÇO COM REVESTIMENTO EM TUBO DE CONCRETO							
Data: 13/04/2005 				Pesquisa de Infiltração			
						Infiltração	
				Poço			
				(Φ =cm)		1,0m	
				REVESTIMENTO		tubo de concreto	
Hora	Tempo real (h:mm:ss)	Varição do N.A. (cm)	Volume acumulado (litros)	ΔZ	Z ₁	Z ₂	Varição do tempo acumulado (seg)
10:23:00	0:00:00	32.00	7.85				
10:24:00	0:01:00	33.00	15.71	1.00	0.135	0.15	0:01:00
10:25:00	0:02:00	34.00	23.56	1.00	0.15	0.16	0:02:00
10:26:00	0:03:00	35.00	27.49	1.00	0.16	0.17	0:03:00
10:27:00	0:04:00	35.50	31.42	0.50	0.16	0.17	0:04:00
10:28:00	0:05:00	36.00	39.27	0.50	0.17	0.17	0:05:00
10:29:00	0:06:00	37.00	43.20	1.00	0.18	0.19	0:06:00
10:30:00	0:07:00	37.50	47.12	0.50	0.18	0.19	0:07:00
10:31:00	0:08:00	38.00	54.98	0.50	0.19	0.19	0:08:00
10:32:00	0:09:00	39.00	62.83	1.00	0.20	0.21	0:09:00
10:33:00	0:10:00	40.00	66.76	1.00	0.21	0.22	0:10:00
10:34:00	0:11:00	40.50	70.69	0.50	0.21	0.22	0:11:00
10:35:00	0:12:00	41.00	78.54	0.50	0.22	0.22	0:12:00
10:36:00	0:13:00	42.00	86.39	1.00	0.23	0.24	0:13:00
10:37:00	0:14:00	43.00	90.32	1.00	0.24	0.25	0:14:00
10:38:00	0:15:00	43.50	94.25	0.50	0.24	0.25	0:15:00
10:39:00	0:16:00	44.00	98.17	0.50	0.25	0.25	0:16:00
10:40:00	0:17:00	44.50	102.10	0.50	0.25	0.26	0:17:00
10:41:00	0:18:00	45.00	106.03	0.50	0.26	0.26	0:18:00
10:42:00	0:19:00	45.50	113.88	0.50	0.26	0.27	0:19:00
10:43:00	0:20:00	46.50	117.81	1.00	0.27	0.28	0:20:00
10:44:00	0:21:00	47.00	125.66	0.50	0.28	0.28	0:21:00
10:45:00	0:22:00	48.00	129.59	1.00	0.29	0.30	0:22:00
10:46:00	0:23:00	48.50	133.52	0.50	0.29	0.30	0:23:00
10:47:00	0:24:00	49.00	141.37	0.50	0.30	0.30	0:24:00

10:48:00	0:25:00	50.00	145.30	1.00	0.31	0.32	0:25:00
10:49:00	0:26:00	50.50	149.23	0.50	0.31	0.32	0:26:00
10:50:00	0:27:00	51.00	153.15	0.50	0.32	0.32	0:27:00
10:51:00	0:28:00	51.50	157.08	0.50	0.32	0.33	0:28:00
10:52:00	0:29:00	52.00	161.01	0.50	0.33	0.33	0:29:00
10:53:00	0:30:00	52.50	164.93	0.50	0.33	0.34	0:30:00
10:54:00	0:31:00	53.00	172.79	0.50	0.34	0.34	0:31:00
10:55:00	0:32:00	54.00	174.36	1.00	0.35	0.36	0:32:00
10:56:00	0:33:00	54.20	180.64	0.20	0.35	0.35	0:33:00
10:57:00	0:34:00	54.80	188.50	0.80	0.36	0.36	0:34:00
10:58:00	0:35:00	55.00	196.35	1.00	0.37	0.38	0:35:00
10:59:00	0:36:00	56.00	200.28	1.00	0.38	0.39	0:36:00
11:00:00	0:37:00	57.00	204.20	0.50	0.38	0.39	0:37:00
11:01:00	0:38:00	57.50	208.13	0.50	0.39	0.39	0:38:00
11:02:00	0:39:00	58.00	212.06	0.50	0.39	0.40	0:39:00
11:03:00	0:40:00	58.50	214.41	0.50	0.40	0.40	0:40:00
11:04:00	0:41:00	59.00	219.91	0.30	0.40	0.40	0:41:00
11:05:00	0:42:00	59.30	223.84	0.70	0.41	0.41	0:42:00
11:06:00	0:43:00	60.00	227.77	0.50	0.41	0.42	0:43:00
11:07:00	0:44:00	60.50	231.69	0.50	0.42	0.42	0:44:00
11:08:00	0:45:00	61.00	235.62	0.50	0.42	0.43	0:45:00
11:09:00	0:46:00	61.50	263.11	0.50	0.43	0.43	0:46:00
11:10:00	0:47:00	62.00	274.89	3.50	0.46	0.50	0:47:00
11:15:00	0:52:00	65.50	290.60	1.50	0.48	0.49	0:52:00
11:20:00	0:57:00	67.00	306.31	2.00	0.50	0.52	0:57:00
11:25:00	1:02:00	69.00	322.01	2.00	0.52	0.54	1:02:00
11:30:00	1:07:00	71.00	337.72	2.00	0.54	0.56	1:07:00
11:35:00	1:12:00	73.00	357.36	2.00	0.56	0.58	1:12:00
11:40:00	1:17:00	75.00	369.14	2.50	0.58	0.61	1:17:00
11:45:00	1:22:00	77.50	380.92	1.50	0.60	0.61	1:22:00
11:50:00	1:27:00	79.00	400.55	1.50	0.61	0.63	1:27:00
11:55:00	1:32:00	80.50	424.12	2.50	0.64	0.66	1:32:00
12:00:00	1:37:00	83.00	455.53	3.00	0.67	0.70	1:37:00
12:10:00	1:47:00	86.00	471.24	4.00	0.71	0.75	1:47:00
12:20:00	1:57:00	90.00	502.65	2.00	0.73	0.75	1:57:00
12:30:00	2:07:00	92.00	518.36	4.00	0.77	0.81	2:07:00
12:42:00	2:19:00	96.00	541.92	2.00	0.79	0.81	2:19:00
12:50:00	2:27:00	98.00	604.76	3.00	0.82	0.85	2:27:00
13:00:00	2:37:00	101.00	651.88	8.00	0.90	0.98	2:37:00
13:32:00	3:09:00	109.00	699.00	6.00	0.96	1.02	3:09:00
14:00:00	3:37:00	115.00	738.27	6.00	1.02	1.08	3:37:00
14:30:00	4:07:00	121.00	777.54	5.00	1.07	1.12	4:07:00
15:03:00	4:40:00	126.00	812.89	5.00	1.12	1.17	4:40:00
15:32:00	5:09:00	131.00	-251.33	4.50	1.16	1.21	5:09:00
16:00:00	5:37:00	135.50	-251.33	-135.50	-0.19	-1.55	5:37:00

Apêndice B

Roteiro utilizado no FlexPDE

TITLE 'Simulação de Infiltração em Poço de Concreto'

COORDINATES

ycylinder('R','Z')

SELECT {controles}

errlim = 0.005

prefer_stability = on

painted = off

thermal_colors = off

contours = 11

VARIABLES

uw(0.01)

GLOBAL VARIABLES

totalflux_1(0.01)

DEFINITIONS

tfinal = 7 ! 7 horas

{-----*** initial values ***-----}

bss = 0.01

wt = -0.2 !0.298

uw0 = (wt-z)*9.81 ! uw(at y) = (wt elevation - y)*9.81

suc = if uw < -1e6 then 1e6 else if uw > -bss then bss else -uw

suc0 = if uw0 < -1e6 then 1e6 else if uw0 > -bss then bss else -uw0

{-----*** Required physical constants ***-----}

gww = 9.81 !Unit weight of water, kN/m³

ga = 9.81 !Gravity, m/s²

minute = 60, hour = 60*minute, day = hour*24

h = uw/gww+z !Total Head

gws = 29/9.81 !Specific weight of solids, unitless

{-----*** SWCC - Fredlund-Xing or Gitirana-Fredlund ***-----}

!Fredlund-Xing

afx = 3.5, nfx = 5.0, mfx = 0.7, hrfx = 3000.0, e = 1., e0 = 1. !These are global values, redefined for each region

Sr = (1-ln(1+suc/hrfx)/ln(1+1000000/hrfx))*(1/(ln(exp(1)+(suc/afx)^nfx)^mfx))

dS = -(1/(hrfx*(1+(suc)/hrfx)*ln(1+1000000/hrfx)*ln(exp(1)+((suc)/afx)^nfx)^mfx))-

(1-ln(1+(suc)/hrfx)/ln(1+1000000/hrfx))*

(mfx*nfx*(((suc)^(nfx-

1))/((afx)^nfx))/((exp(1)+((suc)/afx)^nfx)*((ln(exp(1)+((suc)/afx)^nfx))^(mfx+1))))

Sr0 = (1-ln(1+suc0/hrfx)/ln(1+1000000/hrfx))*(1/(ln(exp(1)+(suc0/afx)^nfx)^mfx))

!Gitirana-Fredlund

yb = 4.3, yres = 9019.8, Sres = 0.065, agg = 0.050, e = 1., e0 = 1. !These are global values, redefined for each region

yb = if z > 3.5 then 4.3 else 2.2

yres = if z > 3.5 then 9019.8 else 4306.3

Sres = if z > 3.5 then 0.065 else 0.068

agg = if z > 3.5 then 0.05 else 0.06

e = if z > 3.5 then 0.981 else 1.4

e0 = if z > 3.5 then 0.981 else 1.4

tb1=(1-Sres)/ln(yres/yb), tb2 = Sres/ln(1e6/yres), tb1b = (-1+(1+tb1^2)^0.5)/tb1, tb2b =

(-1+(1+tb2^2)^0.5)/tb2

dgg = 2*exp(1/ln(yres/yb))

rgg1 = tb1b, rgg2 = (tb1b-tb2b)/(1+tb1b*tb2b), thgg1 = -arctan(tb1)/2, thgg2 = -(arctan(tb1)+arctan(tb2))/2

Sr1 = 1+(tan(thgg1)*ln(suc/yb)*(1+rgg1^2)-(1+tan(thgg1)^2)*(rgg1^2*(ln(suc/yb))^2+agg^2*(1-rgg1^2*tan(thgg1)^2)/(1+tan(thgg1)^2))^0.5)/(1-rgg1^2*tan(thgg1)^2)

Sr2 =

Sres+(tan(thgg2)*ln(suc/yres)*(1+rgg2^2)+(1+tan(thgg2)^2)*(rgg2^2*(ln(suc/yres))^2

+agg^2*(1-rgg2^2*tan(thgg2)^2)/(1+tan(thgg2)^2))^0.5)/(1-rgg2^2*tan(thgg2)^2)

Sr = Sr2+(Sr1-Sr2)/(1+((suc)/((yres*yb)^0.5))^dgg)

Sr10 = 1+(tan(thgg1)*ln(suc0/yb)*(1+rgg1^2)-

(1+tan(thgg1)^2)*(rgg1^2*(ln(suc0/yb))^2

+agg^2*(1-rgg1^2*tan(thgg1)^2)/(1+tan(thgg1)^2))^0.5)/(1-rgg1^2*tan(thgg1)^2)

Sr20 =

Sres+(tan(thgg2)*ln(suc0/yres)*(1+rgg2^2)+(1+tan(thgg2)^2)*(rgg2^2*(ln(suc0/yres))^2

+agg^2*(1-rgg2^2*tan(thgg2)^2)/(1+tan(thgg2)^2))^0.5)/(1-rgg2^2*tan(thgg2)^2)

Sr0 = Sr20+(Sr10-Sr20)/(1+((suc0)/((yres*yb)^0.5))^dgg)

mv = 1e-8

n = e0/(1+e0)+mv*uw

n0 = e0/(1+e0)+mv*uw0

vwc = Sr*n

vwc0 = Sr0*n0

{-----*** Permeability Function, Power of SWCC or Brooks and Corey ***-----}

! Brooks and Corey

ksath = 3600*1.56e-7

ksatv = 3600*1.56e-7

ycr = yb !These are default (global) values that are redefined for each region

! ksat = if z > 3.5 then 3600*1.56e-7 else 3600*1.56e-7

```

lbd = (-log10((1+Sres)/2)/((log10(yres*yb)/2)-log10(yb)))
eta = 2+3*lbd,
kmin = 3600*1e-14
kwh = ksath*(ycr/suc)^eta
kwv = ksativ*(ycr/suc)^eta
!
k = if suc<=ycr then ksath else if kw<kmin then kmin else kw
kaa = 0.1 !Bending point of the Hyperbole function
kh = MAX(kmin,ksath*EXP(1+TAN(-arctan(eta)/2)*LN(suc/ycr)/(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))-1/(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))*((TAN(arctan(eta)/2)^2*LN(suc/ycr)^2+kaa^2*(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))^0.5)/EXP(1))
kv = MAX(kmin,ksativ*EXP(1+TAN(-arctan(eta)/2)*LN(suc/ycr)/(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))-1/(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))*((TAN(arctan(eta)/2)^2*LN(suc/ycr)^2+kaa^2*(1-
TAN(arctan(eta)/2)^2))^0.5)/EXP(1))

{----- *** Flow components *** -----}
gradh = grad(h)          !Gradient of h
gradhr = SAVE(dr(h))    !Gradient of h
gradhz = SAVE(dz(h))    !Gradient of h
wR = SAVE(-kh*dr(h))    !Water velocity, R, m/hora
wZ = SAVE(-kv*dz(h))    !Water velocity, Z, m/hora
vecfluxw = vector(wR, wZ)

{-----*** computing flux across the "poço" boundary ***-----}
wc = SAVE(Sr*(n/(1-n))/gws)          !Water content at any point
wcave = SAVE(integral(wc)/integral(1)) !Average water content in the whole
domain
tvolumew = SAVE(integral(vwc))        !Volume of water in the whole domain,
m3
tvolumew0 = SAVE(integral(vwc0))      !Initial volume of water in the
whole domain, m3
mccrateA = SAVE(-1e3*sintegral(NORMAL(vecfluxw),"poco")/sintegral(1,"poco"))
!mccrate (water portion), mm/hour
mccrateF = SAVE(1e3*sintegral(NETF,"poco")/sintegral(1,"poco"))
!Flux rate across soil-atm, mm/hour

{-----*** Geometria *** -----}
Hp = 2.5          !profundidade do poço
Rp = 1.0/2      !raio do poço
Hd = 5.0        !altura do domínio
Rd = 2.5        !raio do domínio

{-----*** Condição de Fronteira ***-----}
tm = 15/60
!tempo de enchimento inicial
NAP = if t<=tm then Hd - (t/tm)*Hd else ABS(totalflux_1/(PI*Rp^2))
!Nível da água medido a partir da boca do poço
uwf = (Hd - NAP - z)*9.81          !uw em um ponto
qualquer da parede do poço, uw = (wt-z)*gw, sendo wt a cota do NA

```

```

uwfb = (Hd - NAP - (Hd-Hp))*9.81
!uw no fundo do poço (apenas para informação)
hcd = if uwfb>0 then uwfb/gww else 0
!altura da coluna de água no poço
taxafluxo = if hcd = 0 then 0 else dt(totalflux_1)/((pi*Rp^2 + 2*pi*Rp*hcd)*3600)
! taxa de fluxo em m/s (dividiu pela área disponível e passou de hora para segundo)

```

INITIAL VALUES

```
uw = uw0
```

EQUATIONS

```

! uw: div[k*grad((uw/gww)+z)] = dt(vwc)
uw: dr[kh*dr((uw/gww)+z)]+(kh/r)*dr((uw/gww)+z)+dz[kv*dz((uw/gww)+z)] =
dt(vwc)
totalflux_1: dt(totalflux_1) = sintegral(NORMAL(vecfluxw),"Flux_1")

```

```
!RESOLVE (gradhy)
```

BOUNDARIES

Region 1

```
!Propriedades da camada de baixo
```

```
yb = 2.2, yres = 4306.3, Sres = 0.068, agg = 0.060, e = 1.4, e0 = 1.4
```

```
ksath = 3600*7.49e-7, ksatv = 3600*1.82e-6
```

```
start 'poco' (0,Hd-Hp)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-Hp)
```

```
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-Hp+(16.25)/100)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5)/100)
```

```
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5+14.5)/100)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5)/100)
```

```
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25)/100)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5)/100)
```

```
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-
```

```
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5)/100)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5)/100)
```

```
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-
```

```
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25)/100)
```

```
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
```

```
line to (Rp,Hd-
```

```
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5)/100)
```

```

natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5)/100)
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5)/1
00)
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+1
6.25+24)/100)
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+1
6.25+24+2)/100)
    natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+1
6.25+24+2+24+24)/100)
natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*1000 else if uw>0 then (uw-uwf)*1000 else 0
line to (Rp,Hd-
Hp+(16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+16.25+16.25+1.5+14.5+1.5+1
6.25+24+2+24+24+2)/100)
natural(uw) = 0 line to (Rp,Hd)
! value(uw) = uwf line to (Rp,Hd-Hp)
! value(uw) = uwf line to (Rp,Hd)
start 'fronteira' (Rp,Hd)
natural(uw) = 0 line to (Rd,Hd)
natural(uw) = 0 line to (Rd,0)
natural(uw) = 0 line to (0,0)
natural(uw) = 0 line to (0,Hd-Hp)

```

Region 2

!Propriedades da camada de cima

yb = 4.3, yres = 9019.8, Sres = 0.065, agg = 0.050, e = 0.981, e0 = 0.981

ksath = 3600*1.56e-7, ksativ = 3600*1.56e-7

start (Rp,Hd)

line to (Rd,Hd)

line to (Rd,3.5)

line to (Rp,3.5)

line to close

feature "Flux_1" Start (0,Hd-Hp) Line to (Rp,Hd-Hp) Line to (Rp,Hd)

TIME

from 0 to tfinal

MONITORS

PLOTS

```

!   for cycle = 5
!   for t = 0 by 0.25 to tfinal

!   {-----      *** Output for VisioPlot ***      -----}
!   tecplot(uw, h, 100*Sr, 100*vwc, wR/3600, wZ/3600, kh, kv)

!   grid(r,z) as "Geometria da malha"
!   contour(uw) as "Porosidade de água, kPa"
!   contour(h) as "Pressão total, m"
!   vector(wR,wZ) as "Vetores de fluxo"
!   contour(Sr) as "Grau de saturação"
!   contour(e) as "Void ratio"
!   contour(yb) as "Air-entry value, kPa"
!   contour(yres) as "Residual suction, kPa"
!   contour(Sres) as "Residual degree of saturation"
!   contour(agg) as "SWCC a"
!   contour(ksath) as "Saturated hydraulic conductivity, m/h"
!   elevation(uw) from (Rp,Hd-Hp) to (Rp,Hd) as "Pore-water pressure distribution"
!   export format '#y#b#1' file="uw.dat"
!   history(Hd-NAP) as "Boundary variables"
!   history(NAP) as "Profundidade seca"
!   history(hcd) as "Altura de coluna de água no poço"
!   export format '#t#b#1' file="Coluna de agua no poco.dat"
!   history(-totalflux_1,-dt(totalflux_1)) as "Fluxo total e taxa de fluxo"
!   export format '#t#b#1#b#2' file="Fluxo total e taxa.dat"
!   history(-totalflux_1,-taxafluxo) as "Fluxo total (m3) e taxa de fluxo (m/s)"
!   export format '#t#b#1#b#2' file="Fluxo total e taxa.dat"
!   history(-taxafluxo) as "Taxa de fluxo (m/s)"
!   history(mccrateA, mccrateV, mccratewA, mccratevA) as "Flux rate across soil-
!   atmosphere interface, mm/day"
!   export (100) format '#t#b#1#b#2#b#3#b#4' file="rates.dat"

END

```