

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO
DE ÁGUAS PLUVIAIS**

EUFROSINA TEREZINHA LEÃO CARVALHO

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO

**COORIENTADOR: GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA
JUNIOR**

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 084/2013

BRASÍLIA/DF: JUNHO/2013

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**AValiação GEOTÉCNICA DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO DE ÁGUAS
PLUVIAIS**

EUFROSINA TEREZINHA LEÃO CARVALHO

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr (UnB)
(ORIENTADOR)**

**GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JUNIOR, PhD (UFG)
(COORIENTADOR)**

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**NEWTON MOREIRA DE SOUZA, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ROBERTO QUENTAL COUTINHO, DSc (UFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**VLADIMIR CARAMORI BORGES DE SOUZA, D.Sc. (UFAL)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 24 DE JUNHO DE 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

LEÃO CARVALHO, EUFROSINA TEREZINHA

Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais

xxxii, 316 p, 210mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2013)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil

1. Poços de Infiltração

2. Drenagem Urbana

3. Parâmetro de desempenho

4. Análise de Sensibilidade

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LEÃO CARVALHO, E. T. (2013). Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais. Tese de Doutorado, Publicação **G.TD-084/2013**, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 316p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Eufrosina Terezinha Leão Carvalho

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais

GRAU/ANO: Doutor / 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Eufrosina Terezinha Leão Carvalho
Rua G Qd. 807. Lt 04/05 Setor Ch. Elísio Campos.

CEP – 74633-280 - Goiânia/Go - Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico:

A Deus e a minha santidade especial a quem recorro para aliviar as dificuldades.

Aos meus queridos pais ausentes, Geraldo e Geralda.

Eles deixaram muitas lições de persistência e respeito com o meio que nos serve.

Ao meu esposo Acelino e minhas filhas Sofia e Olivia,

Eles souberam esperar com paciência e

contribuíram muito para que esse trabalho fosse possível.

Finalmente, dedico esse trabalho ao futuro da infiltração para o controle das águas pluviais urbanas.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. José Camapum, que acreditou que este trabalho era relevante e possível. Muito obrigada pelo incentivo e orientação.

Ao Prof. Gilson, meu coorientador, que me apresentou e me aproximou dos solos não saturados e orientou-me na área numérica desse estudo.

Às suas queridas esposas Rosângela e Lilian, sempre muito gentis comigo.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação da Geotecnia da UnB pelo convívio, mesmo que pequeno, mas muito interessante e frutífero.

Aos funcionários da secretaria, em especial a Cida, e laboratório da geotecnia da UnB, sempre solícitos e de boa vontade.

Aos colegas de mestrado e doutorado, aqueles com quem convivi mais de perto e a todos que sempre me dispensaram muita atenção e sempre me reconheceram com carinho.

À Profa. Edi da geologia, muito obrigada pelo carinho e pela gentileza quando foi minha professora e da Olívia ao mesmo tempo, aprendemos muito com a senhora.

Ao Prof. Maurício, que sempre se dispôs a me atender podendo resolver muitas dúvidas e é o responsável pelo meu encaminhamento à pesquisa de infiltração. E à sua esposa Raquel pela consideração.

À minha fiel amiga Márcia Mara, que sempre confiou e acreditou que eu seria capaz. Obrigada pela disponibilização da sua vasta bibliografia.

Ao Prof. Wilson, por ter me despertado o interesse pela geotecnia e me ter feito buscar a entender os nossos micaxistos, solo que mais ocorre em Goiânia, intemperizados ou o residual jovem, o entendimento deste último sempre me perseguiu.

Aos professores da Escola de Engenharia da UFG, que sempre me receberam como se ainda fosse um membro da escola.

Agradeço a Cinthia que tão prontamente se dispôs fazer uma primeira revisão desse texto, muito obrigada.

Ao laboratório de geotecnia e concreto da Escola de Engenharia, muito obrigada pela ajuda e atenção especial.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, em especial ao Prof. Edson Manso e ao departamento de construção, professores e funcionários da área de geotecnia pela disponibilização do laboratório de geotecnia que muito me facilitou na realização de ensaios.

Ao pessoal de Furnas, pela boa vontade em me orientar em ensaios dando dicas preciosas acerca das técnicas. Em especial à Heloisa, o Helmar, o “Ratinho” e o Celso (hoje Petrobrás).

Agradeço também Furnas pela parceria nas pesquisas e em especial pela realização de parte dos ensaios de mineralogia por DRX e microscopia eletrônica de varredura nas amostras do solo do campo experimental I.

À UFG pela consideração a mim dispensada.

Ao pessoal que muito colaborou com os trabalhos de campo e laboratório: João Jr., Thales, Elias, pessoal da Trípoli Construtora e o Antônio fiel companheiro.

Ao meu querido esposo e minhas queridas filhas Sofia e Olívia pela presença nessa caminhada onde pudemos nos completar com as informações que sempre vão e vem entre nós. Às minhas queridas filhas Sofia, pela ajuda na formatação e apresentação das figuras, e Olívia, pela força mesmo à distância. E à Sofia pelas críticas construtivas em relação à boa apresentação do trabalho e melhoria das figuras. Ao Flávio e ao Alam pela auxílio na tradução.

Às minhas irmãs e sobrinhos e aos parentes mais próximos com quem deixei de conviver pela dedicação a este trabalho.

À Trípoli Construtora pela confiança no meu trabalho, desde há muito, pela disponibilização de pessoal, da área e pelo grande incentivo e divulgação da infiltração como solução importante dessa parcela no equilíbrio da natureza e a urbanização. Em especial ao Eng. Jorge Tadeu que não tem dúvidas do sucesso dos projetos de infiltração de água de chuva e acredita neles como diferencial em seus empreendimentos. Agradeço à Enga. Célia, sua esposa, pela delicadeza com que me tratam.

À Tropical Imóveis pela parceria e patrocínio desde o início da pesquisa de infiltração em 2004 no campo experimental I, motivada pelo interesse em incorporar novas tecnologias sustentáveis em seus empreendimentos, disponibilizando a área novamente em 2011 e 2012 para complementação desse estudo. Obrigada em especial ao Sr. Antônio Carlos e ao Eng. Rafael,

eles fazem parte do grupo de empreendedores que investem na construção com sustentabilidade.

Obrigada ao Eng. Luis Gea do Ministério Público de Goiás pelo apoio e incentivo.

Obrigada a todos, poder público e empreendedores, que direta ou indiretamente sempre colaboraram e fizeram a inserção da pesquisa junto aos órgãos decisórios e empreendedores para a modernização dos projetos que favorecem o meio ambiente e a qualidade de vida. Essa pesquisa veio juntar-se a outros profissionais da área e ao interesse da sociedade e hoje é uma realidade em Goiânia para a melhoria das condições urbanísticas da cidade.

Ao CNPQ, CAPES e FINATEC pelo financiamento da pesquisa e por me darem a oportunidade de figurar, orgulhosamente, entre os pesquisadores brasileiros.

RESUMO

O manejo de águas pluviais tem sido um dos grandes desafios enfrentados no planejamento urbano de cidades mais densamente povoadas. A ocupação do solo e sua consequente impermeabilização promove o desequilíbrio do ciclo hidrológico local e, a parcela mais afetada é a infiltração. Nesse caso a água que deixa de ser infiltrada contribui no aumento do escoamento superficial, contribuindo para as enchentes. Equacionar o crescimento urbano e as intervenções no meio ambiente é um desafio para a engenharia, para a Administração Pública (nas esferas federais, estaduais e municipais) e para a sociedade. Atuar na fonte é a proposta desta pesquisa. Buscou-se avaliar poços de infiltração como técnica para controle de fluxos de águas pluviais superficiais locais, oferecer soluções que minimizem os impactos da impermeabilização nas cidades e o aumento do fluxo de água à jusante, priorizando ações sustentáveis. O objetivo da pesquisa foi buscar explicação detalhada do processo de infiltração da água em poços sob diferentes perfis de solo e relacioná-lo com a aplicação em sistemas da drenagem urbana. Isso se justifica porque órgãos reguladores têm procurado restabelecer a infiltração do solo como forma de mitigar problemas nas áreas urbanizadas. Duas são as vantagens principais para o uso do poço de infiltração: é um sistema pontual que utiliza pequenas áreas superficiais e conta com a infiltração das laterais do perfil mais a área do fundo, e disponibiliza um volume razoável para a reserva de água (detenção) nos momentos de pico das chuvas. Os estudos tiveram como cenário a região de Cerrado do Centro-Oeste brasileiro, constituída por perfis em sua maioria bastante intemperizados e favoráveis à infiltração. Perfis de solo em três diferentes áreas de Goiânia foram escolhidos para a instalação dos poços (de grande diâmetro e poço piloto), posteriormente submetidos a ensaios de infiltração, onde os níveis do lençol freático e a umidade do solo foram monitorados em função das estações seca e chuvosa. A técnica empregada também foi avaliada através de simulações numéricas que utilizaram os resultados obtidos em campo e laboratório como dados de entrada. As simulações permitiram identificar as variáveis que controlam a eficiência da infiltração (perfil de umidade, saturação da porção do solo circundante ao poço) e a relevância de cada parâmetro no processo. Também são apresentados os ciclos de enchimento e esvaziamento do poço. Por fim, as relações de performance entre poços piloto e grande diâmetro são apresentadas em conjunto com o desempenho dos poços de grande diâmetro, em relação a cada solo estudado. O estudo mostrou que ensaios de laboratório (perfil de umidade e granulometria do solo) e de campo (permeabilidade e infiltração) são de grande importância na obtenção de parâmetros de projeto.

ABSTRACT

The management of stormwater figures as one of the greatest challenges faced by city planners in densely populated areas. Urban occupation promotes the imbalance of the natural hydrologic cycle as the soil is sealed by the use of impervious materials on the ground. The water that is not able to infiltrate significantly increases the surface runoff and therefore the risk of floods. Equating urban growth and interventions in the environment is a tough task for engineering, public administration and society. The purpose of this research was to act directly at source by evaluating infiltration wells that control local superficial stormwater flow in order to minimize the impacts of impermeabilization in cities and the downstream water flow; prioritizing sustainable actions. It was sought a detailed explanation of the process of water infiltration into wells under different soil profiles and its influence with the application in urban drainage systems. Currently, regulatory authorities around the world are trying to restore soil infiltration as means to mitigate the impermeabilization problems in urban areas, hence the focus of this work. Two main advantages were observed for the use of infiltration wells: it is a local system that uses small surface area and infiltration occurs both on the side and bottom's area of the well; and it retains a reasonable amount of water at times of peak rainfall. The studies were conducted at the Cerrado, in the Brazilian Central-West region. The soil profiles in this area consist mostly in weathered soil susceptible to intense infiltration. Soil profiles in three different areas of Goiania were chosen for the installation of wells where infiltration field tests would be performed. The tests were executed in both wet and dry season and groundwater level and soil moisture were monitored. The employed technique was evaluated through numerical simulations using input data obtained from the field tests. The simulations allowed the identification and evaluation of variables that control the efficiency of infiltration rate compared to the moisture profile and to the soil saturation around the well. Moreover, the influence of continuous cycles of filling and emptying was investigated. This work also presented the performance relationship between small and large diameter wells, as well as the effectiveness of the large diameter well for each soil profile. Also shown are the cycles of filling and emptying of the well. Finally, the relationship between performance and large-diameter wells pilot is presented in conjunction with the performance of large-diameter wells, in each studied soil. The study showed that laboratory tests (moisture profile and soil particle size) and field (permeability and infiltration) are of great importance in obtaining design parameters.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1	INTRODUÇÃO..... 1
1.1	JUSTIFICATIVAS..... 4
1.2	OBJETIVOS..... 5
1.3	ORGANIZAÇÃO DA TESE..... 5
2	SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO NO CONTEXTO DA OCUPAÇÃO E CRESCIMENTO URBANO, AMBIENTE FÍSICO E DOS SISTEMAS DE DRENAGEM CONVENCIONAIS..... 7
2.1	INTRODUÇÃO..... 7
2.2	CRESCIMENTO DAS CIDADES BRASILEIRAS E OS EFEITOS NAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM 12
2.3	MODIFICAÇÕES CLIMÁTICAS DEVIDO À URBANIZAÇÃO 15
2.3.1	EVOLUÇÃO DA URBANIZAÇÃO DE GOIÂNIA..... 16
2.3.2	MODIFICAÇÕES NO CLIMA LOCAL DEVIDO À URBANIZAÇÃO..... 17
2.4	AÇÕES PARA CONTROLE DAS ÁGUAS PLUVIAIS E SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO 24
2.5	CONCEITOS GERAIS SOBRE SISTEMAS DE CONTROLE DE ÁGUA PLUVIAIS E POÇOS DE INFILTRAÇÃO..... 34
2.6	FATORES QUE INFLUENCIAM O PROCESSO INFILTRAÇÃO..... 34
2.7	ESTUDOS ANTECEDENTES QUE MOSTRAM A IMPORTÂNCIA DOS PARÂMETROS DE INFILTRAÇÃO PARA OS PROCESSOS QUE OCORREM SUPERFICIALMENTE E AO LONGO DO PERFIL..... 37

2.7.1	SUNJOTO (1994).....	37
2.7.2	WILLIAMS <i>ET AL</i> (1998)	41
2.7.3	GREGORY (2004)	45
2.7.4	REIS (2005).....	45
2.7.5	EMERSON (2008)	46
2.7.6	LEÃO CARVALHO (2008).....	47
2.7.7	LEÃO CARVALHO (2009A) E LEÃO CARVALHO (2009B)	48
2.7.8	GARCÊS (2010).....	49
2.7.9	PEIXOTO (2011)	49
2.7.10	LEE (2011)	51
3	CONCEITUALIZAÇÃO E MODELAGEM DO PROCESSO DE INFILTRAÇÃO	55
3.1	PROCESSOS DE INFILTRAÇÃO DA ÁGUA NO SOLO E FRENTE..... DE MOLHAGEM	57
3.2	ABORDAGEM DA HIDROLOGIA PARA O PROCESSO DE INFILTRAÇÃO..	60
3.3	FORMULAÇÃO DO FLUXO DE ÁGUA E AR	62
3.3.1	CONSERVAÇÃO DE MASSA E CALOR	65
3.3.2	ARMAZENAGEM DE ÁGUA E AR NO SOLO.....	66
3.3.3	LEIS DE FLUXO	68
3.3.4	EQUAÇÕES DIFERENCIAIS PARCIAIS QUE GOVERNAM O FLUXO..... DE ÁGUA E AR	71

3.3.5	CONDIÇÕES INICIAIS E DE FRONTEIRAS TÍPICAS EM PROBLEMAS..... DE INFILTRAÇÃO	73
3.3.6	CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA	75
3.3.6.1	EQUAÇÕES DE AJUSTE PARA A CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA	76
3.3.6.2	CURVAS CARACTERÍSTICAS UNIMODAIS.....	78
3.3.6.3	CURVAS CARACTERÍSTICAS BIMODAIS.....	80
3.3.7	EQUAÇÕES PARA A FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	83
3.4	CURVAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO ÁGUA E SOLO AR	86
4	METODOLOGIA.....	88
4.1	CAMPOS EXPERIMENTAIS E DESCRIÇÃO DO LOCAL.....	89
4.2	CARACTERÍSTICAS LOCAIS DOS PERFIS DE SOLO	96
4.3	IMPLANTAÇÃO DOS CAMPOS EXPERIMENTAIS E AMOSTRAGEM	100
4.4	PROCEDIMENTOS NÃO CONVENCIONAIS E NORMAS ADOTADOS.....	101
4.5	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA.....	103
4.6	ADENSAMENTO E PERMEABILIDADE SATURADA	104
4.7	ENSAIOS EM SOLOS NÃO SATURADOS	106
4.7.1	DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA	106
4.7.2	DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA...	108
4.8	DESCRIÇÃO DOS POÇOS DE INFILTRAÇÃO E ENSAIOS DE CAMPO.....	110

4.8.1	INSTALAÇÃO DOS CAMPOS DE PESQUISA.....	111
4.8.1.1	CAMPO EXPERIMENTAL I.....	111
4.8.1.2	CAMPO EXPERIMENTAL II.....	113
4.8.1.3	CAMPO EXPERIMENTAL III	114
4.9	INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO	120
5	RESULTADOS	126
5.1	ASPECTOS MINERALÓGICOS E ESTRUTURAIIS DOS PERFIS DE	
	SOLOS ESTUDADOS.....	127
5.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS PERFIS DE SOLO	131
5.3	SONDAGEM TIPO SPT.....	137
5.4	FLUTUAÇÃO SAZONAL DAS CONDIÇÕES DE CAMPO.....	140
1.1.	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DOS SOLOS	145
5.4.1	ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	145
5.4.2	ENSAIOS DE PERMEABILIDADE.....	149
5.4.3	CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	153
5.4.3.1	CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL I.....	154
5.4.3.2	CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL II	156
5.4.3.3	CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL III.....	158
5.4.4	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	159
5.4.4.1	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM FUNÇÃO DA PERMEABILIDADE E	
	DA SUÇÃO MATRICIAL.....	160

5.4.4.2	PERMEABILIDADE EM FUNÇÃO DO CONTEÚDO VOLUMÉTRICO DE ÁGUA	162
5.4.4.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS HIDROMECÂNICOS DOS TRÊS CAMPOS EXPERIMENTAIS	166
5.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO EM CAMPO	169
5.5.1	VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DO POÇO PARA OS TRÊS CAMPOS PESQUISADOS.....	178
6	ANÁLISE NUMÉRICA E DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO..... DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO	185
6.1	DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DE CASOS E..... DE PARÂMETROS	186
6.1.1	MODELO NUMÉRICO.....	186
6.1.1.1	GEOMETRIA, CONDIÇÕES INICIAIS E MALHA.....	188
6.1.1.2	CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	190
6.1.2	METODOLOGIA DE ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	192
6.1.3	SÍNTESE DOS CASOS ANALISADOS E PARÂMETROS ADOTADOS	195
6.2	COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO EM CAMPO E..... A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS POÇOS GRANDES E POÇOS PILOTO... 203	
6.2.1	CE-I – SOLO GRANULÍTICO, POÇO GRANDE	203
6.2.2	CE-I – SOLO GRANULÍTICO, POÇO PILOTO.....	205
6.2.3	CE - II – SOLO RESIDUAL DE MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO, POÇO GRANDE	207

6.2.4	CAMPO EXPERIMENTAL II – SOLO RESIDUAL DE MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO, POÇO PILOTO	209
6.2.5	CAMPO EXPERIMENTAL III – SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO, POÇO GRANDE.....	210
6.2.6	CAMPO EXPERIMENTAL III – SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO, POÇO PILOTO	214
6.3	SENSIBILIDADE DO DESEMPENHO DOS POÇOS À VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DO SOLO	217
6.3.1	CAMPO EXPERIMENTAL I - SOLO GRANULÍTICO.....	218
6.3.2	CAMPO EXPERIMENTAL II - SOLO MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO	221
6.3.3	CAMPO EXPERIMENTAL III - SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO	223
6.4	ANÁLISE DE POÇOS SUBMETIDOS A CICLO DE ENCHIMENTO.....	226
7	CONCLUSÕES, CONTRIBUIÇÕES E RECOMENDAÇÕES.....	231
7.1	CONCLUSÕES.....	231
7.2	CONTRIBUIÇÕES	234
7.3	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	235
APÊNDICE A		
	CONSIDERAÇÕES SOBRE SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO.....	249
A1 -	CARACTERÍSTICAS DO SOLO, DO LENÇOL FREÁTICO E OS SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO	250
A2 -	CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL E ENSAIOS DE CAMPO.....	256
A.2.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	256

A.2.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	256
A.2.3	CRITÉRIOS DE EXECUÇÃO DOS POÇOS.....	257
APÊNDICE B		
	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DOS PERFIS	
	DO SOLOANÁLISES MINERALÓGICAS DOS TRÊS CAMPOS DE.....	
	PESQUISA.....	259
B1 -	CAMPO EXPERIMENTAL I.....	260
B2 -	CAMPO EXPERIMENTAL II.....	262
B3 -	CAMPO EXPERIMENTAL III	265
APÊNDICE C		
	SCRIPT DO PROGRAMA FLEXPDE.....	269
ANEXO A		
	SONDAGEM TIPO SPT DAS ÁREAS.....	281
A1	CAMPO EXPERIMENTAL I.....	282
A2	CAMPO EXPERIMENTAL II.....	283
A3	CAMPO EXPERIMENTAL III	284

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1- Impacto da urbanização sobre a inundação descrito por Viola (2008).....	14
Tabela 2.2- Trabalhos internacionais que tratam de elementos de detenção e infiltração.	29
Tabela 2.3- Trabalhos nacionais que tratam de elementos de detenção e infiltração.	30
Tabela 2.4 – Fator F para diversas geometrias. (Sunjoto, 1994).....	40
Tabela 2.5 - Condições locais e seleção do modelo capaz de simular tal condição (Williams <i>et al</i> , 1998)	42
Tabela 2.6- Lista de parâmetros de entrada para a execução dos modelos de infiltração (Williams <i>et al</i> , 1998).....	43
Tabela 2.7- Lista de parâmetros de entrada para a execução dos modelos de infiltração (Williams <i>et al</i> , 1998).....	43
Tabela 2.8 – Resumo dos parâmetros de van Genuchten para os três sistemas de infiltração (Emerson, 2008)	46
Tabela 2.9- Características do poços (Peixoto, 2011).....	50
Tabela 3.1- Modelos empíricos, físicos e matemáticos para infiltração.	61
Tabela 3.2 - Valores de densidade e viscosidade da água e do ar em função da temperatura.	64
Tabela 3.3-Equações da curva característica.....	77
Tabela 3.4 -Aspectos de consistência verificados nas equações de ajuste.....	82
Tabela 3.5 - Modelos para a descrição da função de condutividade hidráulica.....	85
Tabela 4.1– Localização dos campos experimentais selecionados e suas características fisiográficas.	91
Tabela 4.2– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-I.	101
Tabela 4.3– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-II.	101
Tabela 4.4– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-III.....	101
Tabela 4.5– Variações adotadas nos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação e utilizando o granulômetro a laser	102
Tabela 4.6 – Ensaios realizados ou previstos, normas da ABNT e recomendações.....	110
Tabela 5.1– Mineralogia dos perfis de solo dos campos experimentais.	127
Tabela 5.2– Índices físicos do solo dos campos experimentais.	137
Tabela 5.3 –Resultado da sondagem SPT para os três campos.....	139

Tabela 5.4– Condição inicial das amostras	145
Tabela 5.5– Resultados dos ensaios de permeabilidade, índice de vazios e umidade de saturação – CE-I. (Leão Carvalho, 2008).....	150
Tabela 5.6– Condutividade hidráulica saturada e não saturada na profundidade de 3,0m. CE-II (Garcês 2010).	151
Tabela 5.7 – Resultado da permeabilidade saturada do solo na profundidade de 1,0m a 2,0m - CE-III	153
Tabela 5.8– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características do CE-I	155
Tabela 5.9– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características bimodais na porosidade $n=0,627$ do CE-II.....	157
Tabela 5.10– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características do CE-III.....	159
Tabela 5.11 – Dados das curvas características dos três campos experimentais.	166
Tabela 5.12 – Relação entre o poço de grande diâmetro e o poço piloto.....	176
Tabela 5.13 – Relação entre vários diâmetros de poços de mesma profundidade com o poço piloto (0,20 m).....	177
Tabela 5.14 – Custo de implantação e manutenção dos poços.	179
Tabela 6.1- Resumo da geometria, condição inicial e de contorno.....	191
Tabela 6.2 – Propriedades utilizadas na análise de sensibilidade para o CE-I, CE-II e CE-III	195
Tabela 6.3- Propriedades médias, coeficiente de variação e desvio padrão para os parâmetros dos solos dos campos I, II e III.....	197
Tabela 6.4–Combinação de parâmetros dos solos dos CE-I, CE-II e CE-III.....	198
Tabela 6.5 – Índices que identificam os desvios padrões para mais e para menos dos parâmetros dos solos	200
Tabela 6.6 – Tempo gasto para cada parâmetro alcançar o desempenho de 80% de infiltração de acordo com as propriedades de cada campo experimental. (CE-I, CE-II e CE-III)..	217

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1– Fluxograma do sistema convencional e do sistema com desenvolvimento de baixo impacto para o controle das águas pluviais urbanas. (Modificado de Christine <i>et al.</i> , 2008).....	11
Figura 2.2- Hidrogramas local da pré e pós-urbanização, mostrados em: (a) cenários da ocupação do solo <i>versus</i> infiltração dos fluxos precipitados; em b) ambiente natural e c) depois do ambiente construído (modificado de Schueler, 1987).	14
Figura 2.3- Série de crescimento da população de Goiânia, dados do IBGE (2010).....	16
Figura 2.4- Distribuição sazonal da precipitação para Goiânia-Go em relação às quatro estações do ano no período 1961-2008 (Modificado de Luiz 2012).....	20
Figura 2.5 - Variação anual das chuvas entre os anos de 1961 e 2008. (a) média mensal (mm) e (b) número de dias com chuva no mês, em Goiânia-Go.	21
Figura 2.6 – (a) Dados pluviométricos de 60 anos da cidade de Goiânia-Go, período 1931-1961 e 1961-1990 e em (b) Precipitação no período de 1961-1990 mais a precipitação máxima ocorrida em 24 horas para o mesmo período (Modificado do INMET).	21
Figura 2.7– (a) Precipitação média mensal e a insolação e em (b) precipitação média mensal e evaporação ocorridas no período de 1961-1990 (Modificado do INMET).	22
Figura 2.8 – (a) Precipitação média mensal e da temperatura média e em (b) precipitação média mensal e umidade ocorridas no período 1961-1990 (Modificado do INMET).....	22
Figura 2.9- (a) Monitoramento das variações do N.A e em (b) respectivo índice de precipitação do período (Reis, 2007).	23
Figura 2.10– Dois modelos de projeto: Modelo Tradicional e Modelo Sustentável em um Bairro da cidade de Mesquite, Texas. (Foto Cantura Cove). (Modificado de ICK Harrison Site Design Studio (2005)	26
Figura 2.11- Relação entre o custo de implantação e a distância da fonte (modificado de Richman, 1999).	27
Figura 2.12- Hidrograma de amortecimento devido à implantação de poços de infiltração (modificado de Tucci, 1995).	28
Figura 3.1-Representação esquemática do ciclo hidrológico (modificado de Freeze Cherry, 1979).....	56

Figura 3.2– Resultado padrão de um ensaio de campo pelo método do infiltrômetro de cilindros concêntricos.....	57
Figura 3.3– Perfil de solo típico com conteúdo de umidade durante o processo de infiltração: (a) Leão Carvalho (2008) e em (b) Esquema do perfil de infiltração (Modificado de Boldman e Coleman (1944) citados por Libardi, 2005).....	58
Figura 3.4 – Relação idealizada entre duração da chuva, taxa de infiltração e de escoamento superficial (Modificado de Houser, 2003).	59
Figura 3.5– Subdivisão do sistema fluxo de ar nos solos não saturados. (Modificado de Fredlund <i>et al</i> , 2012).	62
Figura 3.6– Modelo esquemático das velocidades dos fluxos de ar e líquidos em um tubo....	64
Figura 3.7– Elemento infinitesimal representativo do solo e os componentes de fluxo, q , nas faces do elemento: a) coordenadas cartesianas e b) coordenadas cilíndricas	66
Figura 3.8 - Condições iniciais e de fronteira em um poço de infiltração (Leão Carvalho, 2008).....	74
Figura 3.9 - Curva característica unimodal (modificado de Fredlund et al. 2012).	76
Figura 3.10– Curva característica solo água unimodal.	78
Figura 3.11– Exemplo de CCSA bimodal.....	80
Figura 3.12– Permeabilidade relativa da água <i>versus</i> sucção do solo. (Modificado de Fredlund <i>et al</i> (2012).	84
Figura 3.13 - Função de permeabilidade hidráulica <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água. (modificado de Fredlund <i>et al</i> . 2012).....	86
Figura 3.14- Resultados de ensaios previstos e medidos para as curvas características solo-água e solo-ar. (modificados de BA-TE <i>et al.</i> , 2005).	87
Figura 4.1 – Locação dos Campos Experimentais na Zona Urbanizada de Goiânia. Romão P. de A. (2009) – Mapa da Região Metropolitana de Goiânia-GO, Fonte: COMDATA, (2001); Campos <i>et al.</i> (2003)	90
Figura 4.2– Disposição dos elementos nos CE-I, CE-II e CE-III	93
Figura 4.3- Características do CE-I, região noroeste de Goiânia.	94
Figura 4.4 – Características do CE-II, região sudoeste de Goiânia.....	95
Figura 4.5- Características do CE-III – Região Leste de Goiânia.....	95

Figura 4.6 – Mapa de solos e localização dos campos experimentais I, II e III. Romão P. de A. (2009) – Mapa de Solos da Região Metropolitana de Goiânia-GO, Fonte: COMDATA, (2001); Campos <i>et al.</i> (2003)	98
Figura 4.7 – Bacias hidrográficas do município de Goiânia.	99
Figura 4.8 – Granulômetro a laser.....	103
Figura 4.9 – Ensaio de adensamento: (a) preparação do CP e (b) montagem na célula de adensamento para as condições natural e inundado.	105
Figura 4.10 – Ensaio de permeabilidade: (a) preparação do CP, solo do CE-II; (b) montagem do CP no permeâmetro de carga variável e em (c) CP depois de ensaiado, (a) e (b) solo do CE-III.	105
Figura 4.11 – Ensaio de papel filtro para determinação da curva característica.....	108
Figura 4.12 - Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007). Foto Garcês (2010).	109
Figura 4.13– Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007), utilizado para o solo do CE-II e esquematizado por Garcês (2010)	109
Figura 4.14 – Detalhes do perfil do solo e amostras do CE-I.	112
Figura 4.15 – (a) Monitoramento do poço grande e em (b) monitoramento do poço piloto do CE-I.	112
Figura 4.16 – (a) Poço grande diâmetro e em (b) amostra indeformada do perfil do CE-II..	113
Figura 4.17 – (a) Poço grande diâmetro e em (b) Detalhe do abastecimento mais rápido do poço grande e instrumento de monitoração do N.A. no poço e em (c) poço piloto do CE-II.	114
Figura 4.18 – Vista da xistosidade da amostra indeformada extraída do CE-III	114
Figura 4.19 – Vista da complexidade de amostras indeformadas e detalhes em amostras deformadas do perfil de solo do CE-III.....	116
Figura 4.20 – Poços de grande diâmetro e poço piloto ensaiados no CE-III. Em (a) revestimento do poço grande, (b) detalhe do pneu utilizado no revestimento do poço, (c) abastecimento do poço e em (d) monitoramento do poço piloto.	117
Figura 4.21 – Instrumentos e monitoramento de poços: (a) <i>software</i> com o sensor de nível d’água para monitorar o rebaixamento de poços durante os ensaios de campo; (b) poço piloto com monitoramento por trena; (c) piezômetro para o monitoramento de variação do lençol freático.	118

Figura 4.22 - Configuração dos poços, da esquerda para a direita: poço para retirada de umidade do perfil, poço piloto, poço de grande diâmetro e piezômetro para monitorar o lençol freático.....	119
Figura 4.23 – Modelos adotados para avaliar a taxa de infiltração do poço: (a) Determinação da área de infiltração no poço e em (b) detalhamento do poço de ensaio para determinação da taxa de infiltração, Bettess (1996).	121
Figura 4.24 – Ensaio do infiltrômetro, utilizado no CE-III.....	123
Figura 5.1- Porosidade do solo do CE-I.....	129
Figura 5.2 - Argilomineral Muscovita.....	129
Figura 5.3 – Presença da caulinita no ponto marcado com “+” e mineral muscovita marcado com “X”	130
Figura 5.4 – Perfil de umidade do solo na amostragem e umidades dos limites de liquidez, plasticidade e contração em (a) CE-I, em (b) campo experimental II e em (c) campo experimental III.	132
Figura 5.5–Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade. CE-I.....	133
Figura 5.6– Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com e sem defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade do CE-II.....	134
Figura 5.7– Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade. CE-III.....	134
Figura 5.8 - Curvas granulométricas obtidas utilizando granulômetro a laser para a profundidade 1,0m do CE-II.	136
Figura 5.9-Curvas granulométricas obtidas utilizando granulômetro a laser para a profundidade 2,0m do CE-II.	136
Figura 5.10–Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-I.....	141
Figura 5.11 - Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-II.	142

Figura 5.12– Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-III	143
Figura 5.13 – Período do monitoramento do lençol freático dos campos experimentais e de dois terminais da linha do projeto do Metrô de Goiânia.	143
Figura 5.14–Variação do nível do lençol freático considerando monitoramentos em Goiânia.	144
Figura 5.15 - Ensaio oedométrico natural e inundado de amostras a 1,0m e 2,0m de profundidade, CE-I.....	146
Figura 5.16 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-I..	147
Figura 5.17– Curva de compressibilidade no ensaio oedométrico do solo nas profundidades de 2,0 e 3,0 m. CE-II.....	147
Figura 5.18 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-II.	148
Figura 5.19 – Curva de compressibilidade no ensaio oedométrico do solo nas profundidades de 1,0 e 2,0 m. CE-III.....	149
Figura 5.20 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-III.	149
Figura 5.21 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com a xistosidade do CE-III.	152
Figura 5.22 – Curvas características de sucção matricial versus grau de saturação do CE-I com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m.	155
Figura 5.23 – Curvas características de sucção matricial versus conteúdo volumétrico de água do CE-I com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m.....	155
Figura 5.24– Curvas características de sucção matricial versus grau de saturação do CE-II com a respectiva curva de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.	157
Figura 5.25– Curvas características de sucção matricial <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água do CE-II com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.	157
Figura 5.26 – Curvas características de sucção matricial <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água do CE-III com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m. ..	158
Figura 5.27 – Curvas características de sucção matricial <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água do CE-III com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.	159
Figura 5.28– Curva de previsão da permeabilidade hidráulica do solo do CE-I.	161

Figura 5.29– Função de condutividade hidráulica do solo do CE-II	161
Figura 5.30 – Função de condutividade hidráulica do solo do CE-III	162
Figura 5.31- Permeabilidade do solo <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-I.	164
Figura 5.32 - Permeabilidade do solo <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-II.....	165
Figura 5.33 - Permeabilidade do solo <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-III	165
Figura 5.34 – Representação simultânea das curvas características <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água <i>versus</i> sucção matricial dos três campos experimentais (CE- I, CE-II e CE-III).....	167
Figura 5.35– Representação simultânea da permeabilidade em função da sucção matricial dos três campos experimentais I, II e III.....	168
Figura 5.36 – Representação simultânea da permeabilidade <i>versus</i> conteúdo volumétrico de água para os três campos experimentais I, II e III.....	169
Figura 5.37– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços piloto, CE-I.	170
Figura 5.38– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços de grande diâmetro, CE-I.....	171
Figura 5.39 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços piloto, CE-II.	172
Figura 5.40– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço de grande diâmetro, CE-II.....	173
Figura 5.41 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço piloto, CE-II.	174
Figura 5.42 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço de grande diâmetro, CE-III.	175
Figura 5.43 – Relação entre o volume e área disponível para infiltrar.	177
Figura 5.44 - Variação da área lateral de infiltração em função do diâmetro do poço (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 2012).	178
Figura 5.45 – Dados pluviométricos de 2005 a 2010 (Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG).....	179

Figura 5.46 – Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 24 horas no poço do CE-I.....	181
Figura 5.47- Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 12 horas no poço do CE-I.....	181
Figura 5.48 - Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 24 horas no poço do CE-I.....	182
Figura 5.49 - Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 12 horas no poço do CE-I.....	182
Figura 5.50- Porcetagem de dias com extrevasão do poço para a rede pública, considerando a média dos meses do período analisado para o CE-II..	183
Figura 5.51 - Eficiência do poço (110 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-III.....	183
Figura 5.52 - Eficiência do poço (150 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-I.	184
Figura 5.53- Eficiência do poço (150 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-III.	184
Figura 6.1– Ambiente do FlexPDE: (a) edição de <i>scripts</i> e (b)ambiente para a saída de resultados do programa FlexPDE v6 (2012).....	187
Figura 6.2 - Geometria e condições iniciais e de contorno.	189
Figura 6.3 – Detalhes das malhas geradas (a) poço piloto e (b) poço grande.....	190
Figura 6.4- Exemplo de diagrama tornado.....	194
Figura 6.5- Curva característica do solo do CE-I e variações adotadas na análise de sensibilidade.	200
Figura 6.6 - Curva característica do solo do CE-II e variações adotadas na análise de sensibilidade.	200
Figura 6.7 - Curva característica do solo do CE-III e variações adotadas na análise de sensibilidade.	201
Figura 6.8 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-I e variações adotadas na análise de sensibilidade.	202
Figura 6.9 - Função de condutividade hidráulica do solo CE-II e variações adotadas na análise de sensibilidade.	202

Figura 6.10 - Função de condutividade hidráulica do solo CE-III e variações adotadas na análise de sensibilidade.	203
Figura 6.11 – Variação da coluna d’água no poço para a análise numérica com NA raso e NA profundo, durante o processo de infiltração do poço no CE-I.	204
Figura 6.12 - Distribuição de poropressão durante o processo de infiltração do CE-I para o poço grande: (a) NA raso e (b) NA profundo.	205
Figura 6.13 - Distribuição da poropressão final dos poços pilotos: (a) para o NA raso do CE-I, CE-II e CE-III, e em (b) Distribuição da poropressão final para o NA profundo para o CE-I.	206
Figura 6.14 - Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.....	207
Figura 6.15 – Variação da coluna d’água no poço para a análise numérica com NA raso e NA profundo, durante o processo de infiltração do poço no CE-II.	208
Figura 6.16 – Distribuição final da poropressão durante o processo de infiltração do CE-II para o poço grande NA raso e NA profundo.....	209
Figura 6.17 - Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.....	210
Figura 6.18 – Variação da coluna d’água no poço para a análise numérica com N.A raso e N.A. profundo, durante o processo de infiltração do CE-III.....	211
Figura 6.19 - Distribuição de poropressão(kPa) do poço grande do CE III com N.A raso para os tempos: (a) 0,5 h; (b) 1,0 h; (c) 8,0 h; (d) final do processo.....	212
Figura 6.20 – Distribuição de poropressão(kPa) do poço grande do CE III com N.A profundo para os tempos: (a) 0,5 h; (b) 1,0 h; (c) 4,0 h; (d) final do processo	213
Figura 6.21 - Distribuição de poropressão(kPa) do poço piloto do CE III com N.A raso para os tempos: (a) 0,1 h; (b) 0,2 h; (c) final do processo.....	214
Figura 6.22 - Distribuição de poropressão(kPa) do poço piloto do CE III com N.A profundo para os tempos: (a) 0,1 h; (b) 0,4 h; (c) final do processo.....	215
Figura 6.23 – Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.....	216

Figura 6.24 – Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-I.	219
Figura 6.25 - Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-I.	219
Figura 6.26 - Diagramas tornado para o CE-I: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.	220
Figura 6.27 - Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-II.	221
Figura 6.28 - Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-II.	222
Figura 6.29–Diagramas tornado para o CE-II: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.	223
Figura 6.30 - Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-III.	224
Figura 6.31- Variações da coluna d’água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-III.	224
Figura 6.32–Diagramas tornado para o CE-III: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.	225
Figura 6.33 – Variação da coluna d’água no poço para ciclo de infiltração: CE-I, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A profundo.	227
Figura 6.34 - Variação da coluna d’água no poço para ciclo de infiltração: CE-II, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A profundo.	228
Figura 6.35 – Variação da coluna d’água no poço para ciclo de infiltração: CE-III, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A profundo.	229







LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

A	Empirical Constant
A	Área de infiltração
C	Coefficiente de escoamento superficial (tabelado)
E_v	Taxa de transpiração
F	Infiltração acumulada final
F_w	Parâmetro estatístico
H_n	Potencial de Carga
H_c	Coefficiente de solubilidade volumétrica de Henry, V_{ad}/V_w
Hd	Altura de influência da infiltração
Hp	Profundidade do poço
I	Infiltração acumulada
I	Intensidade da precipitação
K	Permeabilidade
K_A	Permeabilidade do ar
M^*	Fração Vegetal
M	Massa (água ou ar) armazenada no elemento de solo infinitesimal
N	Não
NA	Nível da água
$N.R.$	Nível de referência
P	Precipitação diária
$Pa.s$	Viscosidade da água
$Pv.s$	Viscosidade do vapor de água
$Par.s$	Viscosidade do ar seco
$P1..., P8$	Poço de infiltração de 1 a 8
$P-L$	Máximo escoamento superficial
Q	Escoamento
Rd	Raio de influência da infiltração
Rp	Raio do poço
S	Absorção
S	Grau de saturação;
S^*	Sim
S_e	Sorvidade de exfiltração
S_i	Sorvidade de infiltração
S_r	Grau de saturação residual
T	Temperatura
V	Velocidade
V_0	Volume de referência, $V_0 = dx dy dz$
V_{ad}	Volume de ar dissolvido na água.
V_w	Volume de água armazenada
V_v	Volume de vazios;

V_{p75-50}	Volume infiltrado (50% do volume do poço)
$X(\Psi)$	Fator de correção para sucção máxima
W_a	Peso molecular do ar, 28.966
Z	Espessura da camada
a_f	Parâmetros de ajuste da curva característica solo água
b	Parâmetro representativo do meio poroso
e	Índice de vazios
f_c	Infiltração acumulada
h	Carga hidráulica no poço (altura da água no poço)
h_n	Pressão capilar da frente de molhagem
h_s	Profundidade da bacia
i	Taxa de infiltração
k^a	Condutividade ao fluxo de ar livre
k	Permeabilidade do solo
k^{ad}	Condutividade ao fluxo de ar correspondente à difusão através da fase líquida.
k_a	Permeabilidade do ar
k_s	Permeabilidade saturada
k_{sat}	Permeabilidade saturada
k_w	Permeabilidade da água
k^w	Condutividade hidráulica
m_f	Parâmetros de ajuste da curva característica solo água
n	Porosidade
n	Número da camada
n_f	Parâmetros de ajuste da curva característica solo água
q_i	ρv_i ; taxa de fluxo total de massa (água ou ar) na direção i , através de uma seção unitária de solo
r	Constante de aplicação da taxa
r	Raio do poço
R	Raio de influência da infiltração
t	Tempo.
t	Tempo decorrido
t_0	Tempo inicial
$-u_w \gamma_a$	Poropressão negativa da água
$u_w \gamma_a$	Poropressão positiva da água
$u_a -$	Poropressão de ar
u_a	Pressão total da fase ar, $u_a + u_{atm}$
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
u_{atm}	Pressão atmosférica
u_w	Poropressão de água

<i>w</i>	Umidade gravimétrica da água
<i>w_C</i>	Limite de contração
<i>w_L</i>	Limite de liquidez
<i>w_P</i>	Limite de plasticidade
<i>w_C</i>	Curva de molhagem
<i>w w_s</i>	Umidade após secagem ao ar
<i>w w_n</i>	Umidade sem secagem prévia ao ar
<i>wec_{dcu}</i>	Com secagem prévia em estufa (60°C) e com defloculante e com ultrassom
<i>wec_{dsu}</i>	Com secagem prévia em estufa (60°C) e com defloculante e sem ultrassom
<i>wes_{dcu}</i>	Com secagem prévia em estufa (60°C) e sem defloculante e com ultrassom
<i>wes_{dsu}</i>	Com secagem prévia em estufa (60°C) e sem defloculante e sem ultrassom
<i>wnc_d</i>	Sem secagem prévia ao ar e com defloculante
<i>wnc_{dcu}</i>	Sem secagem prévia ao ar e com defloculante e com ultrassom
<i>wnc_{dsu}</i>	Sem secagem prévia ao ar e com defloculante e sem ultrassom
<i>wns_d</i>	Sem secagem prévia ao ar e sem defloculante
<i>wns_{dcu}</i>	Sem secagem prévia ao ar e sem defloculante e com ultrassom
<i>wns_{dsu}</i>	Sem secagem prévia ao ar e sem defloculante e sem ultrassom
<i>wsc_d</i>	Com secagem prévia ao ar e com defloculante
<i>wsc_{dcu}</i>	Com secagem prévia ao ar e com defloculante e com ultrassom
<i>wsc_{dsu}</i>	Com secagem prévia ao ar e com defloculante e sem ultrassom
<i>wss_d</i>	Com secagem prévia ao ar e sem defloculante
<i>wss_{dcu}</i>	Com secagem prévia ao ar e sem defloculante e com ultrassom
<i>wss_{dsu}</i>	Com secagem prévia ao ar e sem defloculante e sem ultrassom
<i>y</i>	Elevação.
$(\sigma_{mean} - u_a)$	Sucção matricial
<i>g_a</i>	Sorvidade
<i>g_w</i>	Varição do índice de vazios entre as curvas ensaiadas ao natural e inundadas;
<i>k_{va}</i>	Varição do conteúdo de água
<i>k_{vd}</i>	Intervalo de tempo
<i>q</i>	Conteúdo volumétrico de água na saturação
<i>q₀</i>	Conteúdo volumétrico de água inicial
<i>q_s</i>	Massa específica ou densidade
<i>r</i>	Taxa de fluxo de volume (água ou ar) na direção <i>i</i> , através de uma seção unitária de solo
<i>r_a</i>	Tensão líquida média
σ_{mean}	Tensão total média
<i>v_i</i>	Densidade do ar
<i>v_{ya}</i>	Taxa de fluxo de volume água líquida na direção <i>y</i> através de uma secção de solo unitária

<i>vyaa</i>	Taxa de fluxo total de água na direção y através de uma secção de solo unitária
<i>vyad</i>	Peso específico da água
<i>vyaf</i>	Taxa de fluxo de vapor de água na direção y através de uma secção de solo unitária, devido a gradientes de concentração de vapor
<i>vyva</i>	Taxa de fluxo de vapor de água na direção y através de uma secção unitária de solo, devido ao fluxo de ar
<i>vyvd</i>	Condutividade do solo ao vapor de água correspondente à difusão de vapor através da fase ar
<i>vyw</i>	Condutividade do solo ao vapor de água correspondente ao carreamento de vapor pela fase ar em movimento
<i>vywl</i>	Peso específico do ar
<i>Y</i>	Taxa de fluxo total de ar na direção y através de uma secção unitária de solo
<i>Δec</i>	taxa de fluxo de ar na direção y através de uma secção unitária de solo, devido a gradientes de concentração de ar
<i>Δq</i>	Taxa de fluxo de ar dissolvido na direção y através de uma secção unitária de solo devido a gradientes de concentração de ar
<i>Δt</i>	Taxa de fluxo de ar dissolvido na água na direção y através de uma secção unitária de solo, devido ao fluxo de água líquida
<i>ψ</i>	Sucção total
<i>Ψ</i>	Umidade volumétrica da água
<i>ψf</i>	Parâmetros de ajuste da curva característica solo água
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT.	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABC	Academia Brasileira de Ciências
BH	Belo Horizonte
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CCSA	Curva característica solo água
CCSAr	Curva característica solo ar
CD	Com defloculante
CNI	Confederação Nacional da Indústria
COMDATA	Companhia de Processamento de Dados Municipal (Goiânia)
GDF	Governo do Distrito Federal
EPA	Environmental Protection Agency
FNE	Federação Nacional dos Engenheiros
HEC-HMS	Hydrologic Modeling System
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IMPs	Práticas Integradas de Gerenciamento (siglas em inglês IMPs)
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia (Brasil)
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
LID	Desenvolvimento de baixo impacto
MCTI	Ministério da Ciência e Tecnologia e Inovações

PNUMA	Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente
PMZ-01	Piezômetro 01
PMZ-08	Piezômetro-08
SCS	Soil Conservation Service
SCMs	Modelos de medidas de controle de águas pluviais
SD	Sem defloculante
SEEP/W	Finite element groundwater seepage analysis software
SBPC	Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência
SPT	Sondagem à percussão
SP	São Paulo
SUDS	Sustainable Urban Drainage System
SWMM	Storm Water Management Model
TOPMODEL	Modelo para zoneamento de bacia hidrológica
UFG	Universidade Federal de Goiás
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
UnB	Universidade de Brasília
USA	United States of America
USEPA	Environmental Protection Agency
USDA	U.S. Department of Agriculture
	Campo experimental I
	Campo experimental I
	Campo experimental II
	Campo experimental II
	Campo experimental III
	Campo experimental III

1 INTRODUÇÃO

A expansão do meio urbano causa o aumento das superfícies impermeabilizadas por obras residenciais, comerciais, industriais e arruamentos, alterando o ciclo hidrológico nas cidades. A impermeabilização prevista é frequentemente ultrapassada por ações não previstas quanto ao uso e ocupação do solo. Diante disto os sistemas convencionais de drenagem urbana mostram-se insuficientes para a demanda dos atuais fluxos superficiais urbanos e quando atende à demanda, ainda são capazes de provocar problemas à jusante nos locais de lançamentos com erosões das margens dos cursos d'água, assoreamento e inundações. Essas alterações vêm causando grandes prejuízos a toda a população, independentemente da sua condição socioeconômica, frequentemente cabe aos menos favorecidos pagar o maior preço, pois são eles os que sempre habitam áreas mais vulneráveis aos resultados danosos das enchentes.

A busca pelo desenvolvimento sem prejuízo para as gerações futuras é concebida como desenvolvimento sustentável. Esse é o desenvolvimento capaz de suprir as necessidades da geração atual, garantindo a capacidade de atender as necessidades das gerações futuras. O Relatório Brundtland, documento intitulado “Nosso Futuro Comum” (*Our Common Future*), publicado por DeFreis e Malone (1989), versão Português, considera o desenvolvimento desde que não esgote os recursos para o futuro.

De acordo com Galvão *et.al.* (2000), modernamente, um dos grandes desafios da humanidade é o controle da qualidade do ambiente urbano, bem como o desenvolvimento sem prejuízo para as gerações futuras, como define a publicação de DeFreis e Malone (1989). Nesse contexto, para controlar os fluxos superficiais, surgem estruturas ou sistemas de infiltração, que têm a função de coletar parte da vazão meteorológica e facilitar sua infiltração em pontos pré-determinados, preferencialmente próximo ao local de origem do escoamento superficial. O uso desses sistemas promove a descentralização dos fluxos superficiais e pode reduzir a necessidade de ampliação das redes de drenagem pluvial, além de promover a recarga do lençol freático.

Os sistemas de infiltração utilizados como técnicas de mitigação dos fluxos de águas pluviais são largamente empregadas em vários países, mas ainda são pouco empregados em cidades brasileiras. A utilização dessa técnica inclui a participação do Estado e da comunidade e, do ponto de vista técnico devem ser consideradas as características do perfil de solo, não só no

dimensionamento dos sistemas de infiltração (Bettess, 1996) como também os riscos geotécnicos que ela eventualmente ofereça.

No Brasil, não há uso sistemático de sistemas de infiltração como solução técnica compensatória, em parte, pelo desconhecimento técnico institucional e em parte porque a drenagem é tratada como um problema do Estado. Quando utilizados, comete-se equívocos técnicos na utilização de tais sistemas de infiltração, pois eles são constantemente dimensionadas apenas com as características hidráulicas (i.e., vazões) do local, sem se conhecer melhor as propriedades e o comportamento dos solos envolvidos no processo e, tampouco, as consequências geotécnicas do novo regime de infiltração na própria estrutura e nas estruturas vizinhas. O dimensionamento de estruturas de infiltração requer o entendimento do fenômeno de infiltração e do comportamento do solo não saturado diante dos fluxos transientes na vizinhança da estrutura de infiltração. O uso inadequado de sistema de infiltração pode induzir processos de erosão interna, colapso ou expansão do solo, resultando em danos às áreas próximas ao local dos sistemas de infiltração e envolvendo, principalmente, estruturas de fundações ou outras obras subterrâneas. Ademais, mesmo que adequada, a infiltração tem reflexos geotécnicos sobre o comportamento mecânico do solo contribuindo para a perda da capacidade de suporte do solo e instabilização de taludes.

Dentre os sistemas de infiltração disponíveis para o controle de águas pluviais urbanas serão apresentados e analisados os poços de infiltração. Do ponto de vista da infiltração de água no solo, e visando a construção de sistemas mais confiáveis e eficientes, foi realizada uma pesquisa que estudou o comportamento da infiltração em poços. Os poços de infiltração são sistemas pontuais, capazes inicialmente de reservar certo volume nos momentos de pico e em seguida infiltrar lentamente no solo. Além disso, os poços de infiltração atuam na recarga do lençol freático.

A infiltração de águas pluviais de uma superfície por meio de sistemas de infiltração apresenta vantagens e desvantagens que precisam ser consideradas em qualquer processo de infiltração planejado e nos projetos de infiltração para o controle das águas pluviais urbanas.

Dentre as principais vantagens do uso da infiltração compensatória pode-se enumerar:

- a) a infiltração reduz a quantidade de água a ser enviada à jusante, diminui os fluxos e risco de transbordamento dos cursos d'água com consequentes inundações;
- b) em locais em que não há sistema de drenagem convencional a infiltração compensatória pode ser utilizada enquanto o sistema de drenagem seja executado ou de forma definitiva para minimizar o escoamento superficial local;
- c) ao controlar águas pluviais, por infiltração, próximo à fonte, haverá redução do impacto hidrológico da urbanização nos talvegues e cursos d'água;
- d) a infiltração compensatória pode ser utilizada quando os atuais sistemas de drenagem do ambiente, ou de tratamento, estiverem na sua capacidade máxima de carga. Assim, haverá economia nos custos de ampliação do sistema de drenagem existente;
- e) a infiltração compensatória pode ser utilizada para melhorar a recarga de águas subterrâneas, em situações de águas pluviais drenadas não poluídas;
- f) a construção de sistemas de infiltração normalmente é simples e rápida;
- g) os custos de manutenção do sistema são setorizados e podem ser menores do que para sistemas convencionais.

Dentre as principais preocupações com o uso da infiltração compensatória pode-se enumerar:

- a) o desempenho dos sistemas de infiltração depende nas propriedades do solo em que são construídos;
- b) testes de campo são necessários para que os coeficientes de permeabilidade e a capacidade de infiltração sejam determinados para efeito de projeto;
- c) caso as águas da chuva sejam poluídas, há um risco do sistema de infiltração introduzir poluentes no solo e nas águas subterrâneas. Se assim for deve-se utilizar métodos disponíveis para reduzir esse risco. Se não for possível o tratamento adequado, deve-se descartar sistemas de infiltração;

- d) requer cuidados quando o sistema de infiltração compensatório é utilizado para drenagem em zonas industriais e rodovias. Nesses casos, o sistema de infiltração pode não ser indicado;
- e) a introdução de água no solo pode causar problemas geotécnicos como colapso, expansão, erosão interna, redução da resistência ao cisalhamento, entre outros problemas;
- f) pode haver a colmatação dos solos adjacentes por encrustação de lodo ou carreamento de sedimentos com o comprometimento do sistema de infiltração, por isso deverá haver manutenção regular, com medidas adequadas para evitar estes efeitos.

1.1 JUSTIFICATIVAS

Chouli (2006) considera que a urbanização e o gigantismo das cidades densamente povoadas têm contribuído para alcançar os limites de capacidade das redes de esgotamento de águas pluviais. Considerações semelhantes são feitas por Baptista e Nascimento (2002) quando relacionam a deficiência da maioria dos sistemas convencionais de drenagem de águas pluviais urbanas decorrentes da obsolescência dos sistemas existentes e da crescente ineficiência em controlar inundações, que imprime pesados impactos sobre o meio ambiente urbano. De acordo com essas considerações e o elevado custo para a ampliação de redes de drenagem, aliado ainda a complexidade dos solos tropicais em especial os solos do cerrado brasileiro como referido em Nascimento e Sales (2003) e Camapum de Carvalho (2006) justificam esse projeto de pesquisa. Justifica ainda o fato dos modelos disponíveis para dimensionamento geralmente basearem-se apenas no levantamento do volume de aporte de água sem se preocupar com as verdadeiras condições de infiltração no solo, sem levar em conta fatores como a não saturação do solo, o perfil de intemperismo, o impacto da ocupação urbano sobre o clima e precipitações, a geometria dos sistemas de infiltração, elementos que por si só justificam a necessidade de ampliação dos conhecimentos existentes.

Uma compreensão avançada e a garantia de maior funcionalidade dos sistemas de infiltração para o controle de águas pluviais são cada vez mais desejáveis e estão entre os motivos que buscam corrigir as práticas passadas que lidam com fluxos anormais e elevados, causadores de erosões, carreamento de elevadas cargas poluentes e esgotamento do lençol freático.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral é estudar a infiltração de águas pluviais por meio de poços de infiltração implantados em diferentes perfis de solo característicos do cerrado brasileiro.

Os objetivos específicos são: verificar o comportamento hidromecânico de solos típicos regionais quando inundados; obter parâmetros dos solos relacionados ao processo de infiltração e percolação da água; utilizar os dados então obtidos para realizar o dimensionamento correto de poços de infiltração, analisando também a eficiência desses dispositivos de infiltração em várias regiões representativas dos solos típicos de Goiânia. Além disso, avaliar as condições de deformação do solo por meio de ensaios de laboratório que avalie a possibilidade de colapso e expansão do solo. E finalmente desenvolver um modelo numérico que permite a simulação da infiltração no poço.

Ainda, tem-se como objetivo realizar análises paramétricas envolvendo as características do perfil de solo e geometria dos poços, com a finalidade de estabelecer quais as propriedades do solo ou características geométricas dos poços podem ser decisivas para o desempenho da estrutura de infiltração. Outrossim, tem-se como objetivo específico, definir quais das propriedades do solo podem ser estimadas e quais precisam ser avaliadas de forma mais criteriosa.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esse trabalho de pesquisa foi desenvolvido em sete capítulos.

O primeiro capítulo apresenta a introdução do tema, a justificativa e os objetivos a serem alcançados.

O segundo capítulo aborda a revisão bibliográfica sobre o estado atual da arte relacionado aos sistemas de infiltração e seu potencial para o controle de águas urbanas e, ao mesmo tempo, refere-se aos novos conceitos para o controle da drenagem urbana e suas relações com o poder público, as empresas e a sociedade.

No terceiro capítulo são apresentados os conceitos e modelagem da infiltração considerando o processo ocorrendo na porção saturada e não saturada do perfil de solo.

O quarto capítulo apresenta os locais estudados, os materiais utilizados e a metodologia adotada em laboratório e em campo para a condução da pesquisa.

No quinto capítulo apresenta os resultados obtidos na pesquisa tanto os obtidos em campo, como em laboratório e em das simulações numéricas.

No sexto capítulo é realizado um estudo utilizando simulação numérica e análise estatística dos dados obtidos e uma análise estatística elege os parâmetros determinantes que influenciam mais a infiltração da água no solo.

No sétimo capítulo são apresentadas as conclusões da pesquisa e sugestões para pesquisas futuras.

2 SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO NO CONTEXTO DA OCUPAÇÃO E CRESCIMENTO URBANO, AMBIENTE FÍSICO E DOS SISTEMAS DE DRENAGEM CONVENCIONAIS

2.1 INTRODUÇÃO

Nas áreas urbanizadas a falta de oportunidade para as águas pluviais se infiltrarem no solo é responsável pelo aumento do escoamento superficial e suas consequências. Os fluxos de águas pluviais utilizam as ruas como seu principal conduto para escoamento e juntamente transportam materiais sólidos e poluentes. Durante as maiores chuvas, e sem a possibilidade de infiltrar-se no solo, os volumosos fluxos interferem vigorosamente nas regiões urbanas e periurbanas, causando transtornos à população, (Luiz, 2012).

Além disso, esses volumosos fluxos somados ao aumento de energia à jusante tornam inevitáveis os surgimentos das erosões superficiais tendo como consequências: a degradação da paisagem e dos ecossistemas, com perda parcial ou total de lotes; perda de infraestrutura de patrimônio; poluição por sedimentos; riscos à saúde pública; e altos custos para correção dos problemas gerados.

Segundo Burian e Edwards (2002), antes do século XIX, a drenagem urbana era vista como um recurso natural vital, mecanismo conveniente de limpeza, meio de transporte eficiente dos resíduos, preocupação com as inundações, com os efluentes incômodos e com os transmissores de doenças. Durante o século XIX, na Europa e nos Estados Unidos, a drenagem urbana teve sua perspectiva pública modificada de forma significativa e até o final daquele século a drenagem foi vista como obra de grande importância, digna de investimentos maciços para prevenir a transmissão de doenças. Atualmente, a drenagem urbana é vista como um componente vital de um sistema urbano sustentável.

Surgem então os sistemas alternativos para o controle das águas pluviais urbanas. Sobre os sistemas alternativos, Chouli (2006) destaca que a utilização desses, para o controle dos fluxos das águas pluviais urbanas existe na Europa desde os anos 70 e estão em franca expansão quer na França, país em que realizou seus estudos, quer em outros países do continente. Entre os sistemas utilizados para o controle das águas pluviais urbanas, destacam-se os sistemas de

retenção/infiltração. O uso dessas técnicas, além de contribuir para o controle dos fluxos de água, oferece um potencial para diversas geometrias (bacias de detenção e retenção, pavimentos permeáveis, poços de infiltração, reservatórios de detenção, entre outros além das suas combinações), com potencial para vários usos (campos desportivos, condomínios, lotes, praças, entre outros). Tais sistemas integram-se facilmente aos elementos urbanos e à paisagem das áreas urbanizadas.

A drenagem urbana sustentável, efetivamente, expandiu-se de forma significativa durante as últimas décadas, não só, pelo desafio técnico para drenar a área urbana com critério e de maneira planejada, mas também para incluir considerações e fatores sociais, econômicos, políticos, ambientais e de regulamentação.

A impermeabilização da superfície do terreno causada pelo desenvolvimento urbano altera os processos naturais que ocorrem sobre a superfície terrestre e continua assim à medida que a urbanização avança, promovendo o aumento das vazões e velocidades dos fluxos superficiais. A redução de áreas de infiltração do solo altera qualitativa e quantitativamente, o equilíbrio natural do ciclo hidrológico de uma região.

A urbanização das bacias hidrológicas com elevado índice de impermeabilização provocada pelas vias asfaltadas, edificações, pátios, estacionamentos, entre outros, impacta sensivelmente as áreas e altera o ciclo hidrológico.

Nesse sentido, estudos que propiciem soluções sustentáveis e protejam o meio ambiente, numa visão moderna de um empreendimento, são cada vez mais aceitos, quer a nível nacional ou internacional. Além disso, a correta ocupação do espaço urbano e a preservação do meio ambiente são necessárias para a manutenção e preservação das áreas verdes, sendo de elevada importância para tanto a redução da impermeabilização das superfícies urbanizadas, com o envolvimento das esferas pública e privada.

Assegurar o controle das vazões das águas de chuva utilizando estruturas de reservação e infiltração localizadas o mais próximo possível dos pontos de onde esses fluxos são produzidos: alivia o volume dos fluxos superficiais das águas pluviais nas redes coletoras do sistema convencional de drenagem, reduz os volumes e as velocidades desses nas cidades e reduz a circulação de resíduos sólidos e outros poluentes junto aos fluxos de água. Finalmente, o

controle das vazões de águas pluviais protege à jusante os frágeis leitos e margens dos cursos d'água urbanos contra os vigorosos fluxos que favorecem sua degradação pelas erosões de suas margens e assoreamento de seus leitos. Os sistemas de reservação e infiltração são potencialmente favoráveis ao equilíbrio das porções urbanizadas das bacias urbanas.

Snow *et. al*, (2012) consideram que melhores modelos hidrológicos e modelos físicos conceituais, podem, ambos, fornecer metodologias para avaliar a hidrologia das águas superficiais e alterações do balanço hídrico em uma variedade de superfícies. Isso é importante para as cidades e suas superfícies impermeabilizadas modificadoras do balanço hídrico composto por: escoamento superficial, evapotranspiração, infiltração e águas subterrâneas.

Tanto a cidade quanto os cursos d'água, inseridos em áreas urbanas, são fortemente impactados pelas intervenções no meio urbano. Os resultados mais impactantes da urbanização sobre os cursos d'água que integram a malha urbana foram descritos por Schueler (1987) sob diversos aspectos:

- a) mudança hidrológica pelo incremento na magnitude e frequência de graves inundações, incremento frequente de erosão das margens; incremento anual nos volumes do escoamento superficial e maior velocidade dos fluxos de água com diminuição em tempo seco dos fluxos e escoamentos de base;
- b) mudança na morfologia do canal por alargamento, queda de barrancos e assoreamento do fundo do curso d'água por deposição de sedimentos. Além de resíduos sólidos e materiais com granulometria grossa, eliminação das estruturas de poços e cascatas naturais nos leitos dos cursos d'água, instalação de obras de engenharia para relocação dos córregos ou sua canalização, intervenção no fluxo e formação de barreiras para peixes;
- c) alteração na qualidade da água por sedimentos de obras no canal ou margens, poluição, contaminantes orgânicos, toxinas, presença de metais pesados e hidrocarbonetos, alteração de temperatura, congestionamento de lixo e detritos, entre outros;

- d) mudanças ecológicas e no habitat aquático com redução da diversidade da fauna (peixes e insetos) e flora aquáticas, redução na diversidade dos seres vivos, destruição da área de inundação natural dos córregos, destruição da mata ciliar e das nascentes.

Especificamente, no meio urbano, o escoamento superficial é a fração do ciclo hidrológico mais impactante, pois eleva drasticamente os volumes e velocidades dos fluxos com consequências graves para todos. E para o perfil do solo são impactantes a redução do nível do lençol freático e o aparecimento das erosões na superfície ou no interior do solo.

De acordo com o Guia Australiano para Gestão de Águas Pluviais Urbanas (2000), a gestão das águas pluviais representa um desafio em termos de quantidade (gestão das inundações, drenagem de águas pluviais e reutilização), de qualidade (lixo, nutrientes, produtos químicos, sedimentos) e saúde do ecossistema aquático (habitats aquáticos, vegetação ciliar, estabilidade de fluxo e os fluxos ambientais).

Os sistemas de retenção e infiltração que integram as práticas, chamadas de Práticas Integradas de Gerenciamento (siglas em inglês IMPs) e desenvolvimento de baixo impacto (sigla em inglês LID), são utilizados para alcançar as condições hidrológicas do pré-desenvolvimento da área a ser urbanizada. Segundo esses sistemas, o gerenciamento integrado nos casos de áreas já urbanizadas pode ter seu uso limitado, uma vez que pode não existir área disponível para o projeto ou ter outros tipos de limitações e alto custo de implantação.

De acordo com os conceitos da IMPs e do LID, cada unidade ou parcela de ocupação do solo urbano deverá gerenciar os fluxos produzidos em sua área, evitando transferir o problema para jusante. O fluxograma da Figura 2.1 mostra a diferença entre os volumes que são descarregados nos cursos d'água, comparando dois sistemas de drenagem das águas pluviais: sistema convencional e sistema de gerenciamento com desenvolvimento de baixo impacto.

Esse fluxograma apresenta, no primeiro caso, o gerenciamento das águas pluviais urbanas, por meio do sistema convencional de drenagem. De acordo esse sistema, os fluxos superficiais são coletados por meio-fio, sarjetas ou outros coletores, e são canalizados e transferidos em grande quantidade e rapidez para o receptor final. No entanto, são transportados também, poluentes e resíduos sólidos, comprometendo qualitativamente as águas enviadas para os cursos d'água.

No segundo caso, o gerenciamento dos fluxos superficiais urbanos, de acordo com os novos conceitos de sistema de desenvolvimento de baixo impacto, utiliza práticas integradas de desenvolvimento. Para tanto, os fluxos coletados dos telhados, lotes, vias, estacionamentos e áreas impermeabilizadas são retidos temporariamente e, em seguida, poderão infiltrar no solo, de acordo com sua capacidade de absorver água, ou ainda, podem ser reservados para outros usos (reuso). Nesse caso, os fluxos são reduzidos sensivelmente e o receptor final sofre um baixo impacto.

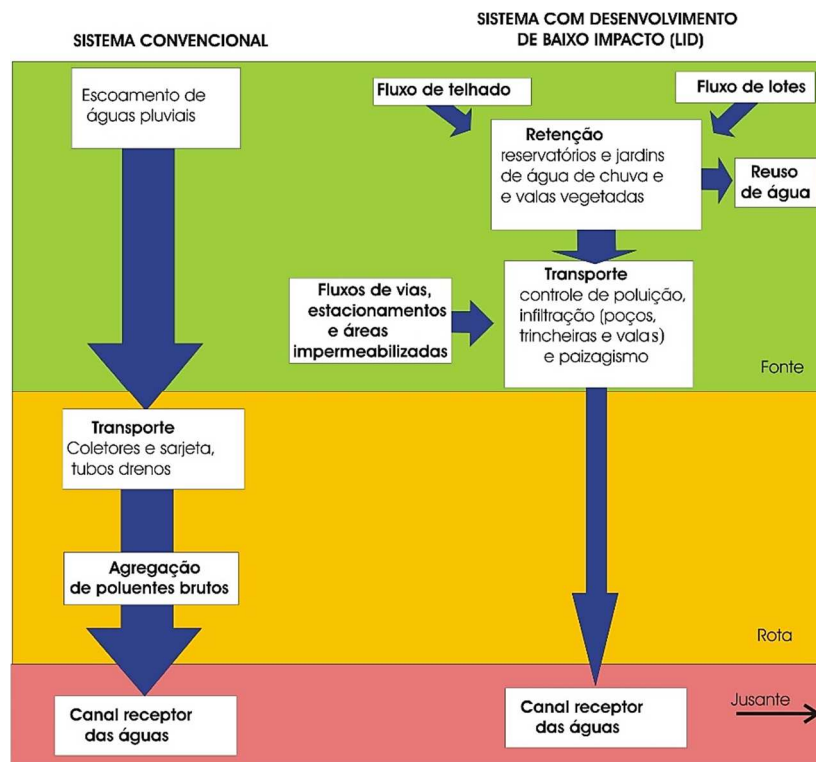


Figura 2.1– Fluxograma do sistema convencional e do sistema com desenvolvimento de baixo impacto para o controle das águas pluviais urbanas. (Modificado de Christine *et al.*, 2008).

Para melhorar a qualidade dos fluxos superficiais de águas pluviais urbanas o Guia Australiano (2000) classifica-os e recomenda tratamentos em diferentes níveis de acordo com sua qualidade antes de serem enviados para os sistemas localizados na fração urbana. Esse guia assegura que os fluxos podem ser sensivelmente melhorados por meio de tratamento da poluição nos diversos níveis:

- a) em nível primário (triagem de poluentes brutos e sedimentação de partículas grossas), por sistemas simples de tratamento local;

- b) em nível secundário, a redução dos poluentes podem ser realizado pelo próprio perfil do solo, pois quando a água infiltra no solo, a sua percolação no solo pode reduzir as concentrações de poluentes;
- c) ou ainda tratamento a nível terciário onde o a sedimentação e filtração melhoram a absorção biológica e adsorção de sedimentos pelo solo. Dessa forma, os fluxos encaminhados para o receptor final serão de melhor qualidade e em menor quantidade.

O impacto da urbanização sobre os sistemas de drenagem natural de uma região e sobre os cursos d'água inseridos no meio urbano estão relacionados com o crescimento e o não planejamento das cidades.

Do ponto de vista da urbanização, nas cidades brasileiras, verifica-se a formação de grandes metrópoles com crescimento desordenado onde são identificados problemas característicos da drenagem de águas pluviais urbanas. Para gerenciar os impactos da drenagem urbana, as cidades brasileiras já contam com as primeiras iniciativas de gerenciamento de fluxos superficiais das águas pluviais na fonte, onde o potencial dos sistemas de retenção e/ou infiltração tem sido aceitos para minimizar esses impactos.

2.2 CRESCIMENTO DAS CIDADES BRASILEIRAS E OS EFEITOS NAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM

No Brasil, dados do IBGE (2005) mostram que nos últimos 50 anos no Brasil, o êxodo rural aumentou 48,5%, fazendo com que as cidades crescessem desordenadamente. Essa dinâmica mostra que atualmente, a população rural representa apenas 15,6% do total, contra 84,4% de habitantes nas áreas urbanas.

O atual censo IBGE (2010) revelou várias cidades brasileiras com mais de 2.000.000 de habitantes. Entre as maiores cidades estão São Paulo (sexta maior cidade do mundo) com mais de 10.600.000 habitantes na região metropolitana, e a região metropolitana do Rio de Janeiro, com mais de 5.900.000 habitantes.

Do ponto de vista da drenagem urbana, observam-se nas cidades brasileiras, volumosos fluxos superficiais de águas pluviais com grande velocidade de escoamento que, juntamente com as

enchentes são considerados o maior problema natural que assola o país. Esses fluxos prejudicam principalmente as ocupações em regiões ribeirinhas. Os impactos financeiros para a sociedade são significantes, visto que, após grandes temporais, as redes de esgotamento pluvial não suportam os fluxos superficiais das águas pluviais, problema agravado pela quantidade de materiais sólidos arrastados com a água. Ademais, têm como consequência o desalojamento das famílias, perda de vidas e patrimônio, com uma quantidade importante de acidentes sendo registrada e os sistemas de transporte de fluxos sofrendo relevantes impactos nas regiões mais densamente povoadas.

Tucci (2005) afirma que a perda da capacidade de infiltração da água de chuva pela superfície do 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, tendo como resultado as grandes enchentes. O autor apresenta o hidrograma da Figura 2.2(a) que ilustra a variação das curvas do hidrograma natural e do hidrograma depois da urbanização.

Na Figura 2.2 ainda é apresentado o balanço hídrico de uma área antes da urbanização (letra b) e os efeitos da ocupação no balanço hídrico pós-ocupação (letra c). O principal efeito da urbanização é a diminuição da capacidade de infiltração do solo mostrado na Figura 2.2(b). Têm-se também efeitos na evapotranspiração e na interceptação, realizadas pelos vegetais, que tornam bastante reduzidas e são substituídas, nas cidades, pela evaporação nas superfícies impermeabilizadas, tais como as vias asfaltadas (Tucci, 2005). Sabe-se que sob precipitações menores pode até haver uma maior evaporação, favorecida pelos elementos das construções como asfalto (absorvem muito calor) se comparado com a situação de pré-urbanização (Tucci, 2005). Após a urbanização os fluxos subterrâneos são reduzidos e os volumes de escoamento superficial são drasticamente aumentados, pois a capacidade de infiltração dos terrenos impermeabilizados é diminuída, Figura 2.2(c). A perda da capacidade de infiltração resulta também na diminuição do nível do lençol freático e é reduzida a capacidade das redes de drenagem existentes. Em (c) observa-se também que entre os problemas registrados nas regiões desenvolvidas aparece a prática da retificação dos cursos d'água por meio de construção de canais, confirmando os critérios de retirada dos fluxos superficiais das águas pluviais o mais rápido possível de acordo com o planejamento urbano. A Tabela 2.1 identifica a mudança no

balanço hídrico local devido às alterações de uma área natural para dar lugar a uma área urbanizada como descreve Viola (2008).

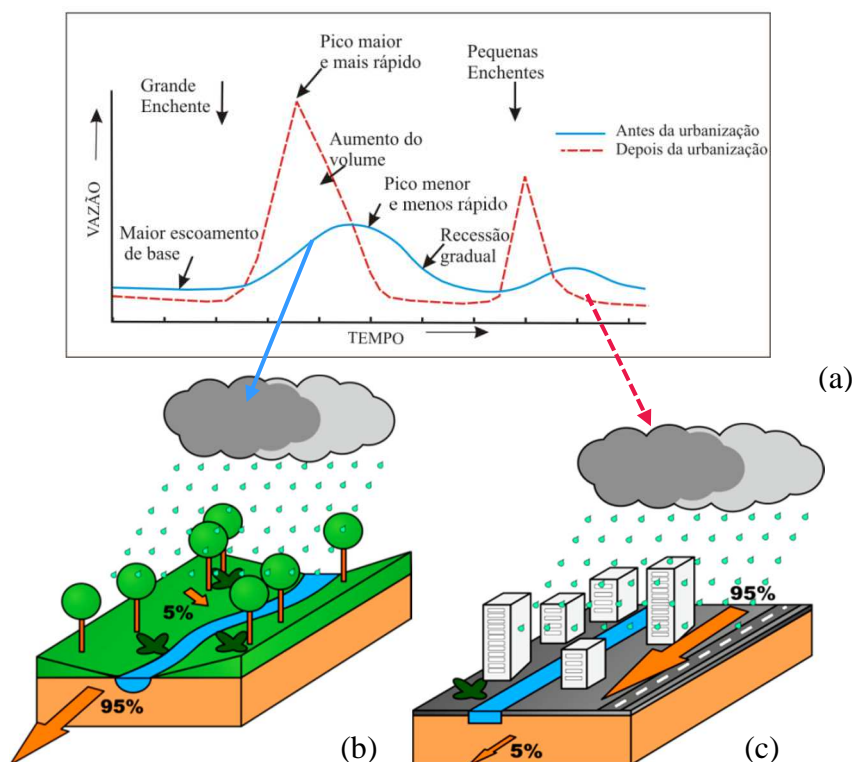


Figura 2.2- Hidrogramas local da pré e pós-urbanização, mostrados em: (a) cenários da ocupação do solo *versus* infiltração dos fluxos precipitados; em b) ambiente natural e c) depois do ambiente construído (modificado de Schueler, 1987).

Tabela 2.1- Impacto da urbanização sobre a inundação descrito por Viola (2008)

Causas	Efeitos
Remoção da vegetação natural	Aumento dos volumes e velocidade dos escoamento e fluxos de pico; aumento da erosão do solo e, conseqüente aumento no fluxo de sedimentos para os canais e galerias.
Aumento das taxas de impermeabilização	Aumento nos volumes e fluxos do escoamento superficial e das águas pluviais de pico; redução das superfícies de depressão e detenção e maiores velocidades de fluxo.
Construção de rede artificial de drenagem	Aumento significativo na velocidade de fluxo com redução no tempo de pico.
Ocupação das margens do rio e planície de inundação	População é diretamente exposta à inundação periódica das áreas naturais de inundadas; amplificação da extensão das áreas inundadas, como há menos espaço para acumular e de armazenar mais fluxos.
Disposição de resíduos sólidos e águas residuais nas redes de drenagens	Comprometimento da qualidade da água, doenças, obstrução da drenagem líquida; sedimentação nos canais.

2.3 MODIFICAÇÕES CLIMÁTICAS DEVIDO À URBANIZAÇÃO

Snow *et al* (2012), descreve que de acordo com a Organização das Nações Unidas, três em cada cinco pessoas estarão vivendo nas cidades em todo o mundo até o ano de 2030. Os Estados Unidos, por exemplo, continuam a experimentar urbanização em seus vastos corredores urbanos sobre as costas leste e oeste do país. Embora o tempo urbano seja impulsionado por grandes sinóticas e características de meso-escala, eventos climáticos exclusivos para esse ambiente urbano surgem com características específicas dos cenários tipicamente urbanos, como as amplas áreas cobertas por edifícios de variadas alturas, ruas pavimentadas, áreas de estacionamento; redes de eletricidade, gás ou ar natural, água, geração de calor, matérias-primas e materiais. Todos esses se combinam de diversas maneiras criando um ambiente de clima local muito distinto, caracterizado por ilhas de calor urbano com efeitos de meso e micro-escala, inundações urbanas, mudanças nos padrões de precipitação com os elevados níveis de concentração de poluentes gasosos e coloidais, e desfiladeiros de ventos pelas ruas.

Os autores ainda associam a alta densidade populacional e a dependência de infraestrutura nas cidades, fazendo com que as áreas urbanas sejam especialmente vulneráveis aos eventos de clima relacionados com tempestades severas, ondas de calor e frio, tempestades de inverno com gelo e neves pesadas (para as áreas de clima temperado), poluição do ar e rápida disseminação de doenças transmitidas pelo ar. Para melhor preparar e responder a esses eventos, o campo da meteorologia urbana cresceu de simples observações e previsões do tempo geral para as cidades e áreas metropolitanas circundantes aos avanços científicos e tecnológicos que permitem prever um amplo conjunto de parâmetros ambientais em fina escala relativa de tempo e espaço. Como esses recursos têm melhorado, seu uso para a informação meteorológica urbana e seu valor para os tomadores de decisão têm aumentado.

De acordo com os pesquisadores, avanços contínuos nesses recursos são necessários, mas na maioria das avaliações, as prioridades de pesquisa e desenvolvimento vêm de discussões dentro da comunidade de pesquisa científica, havendo necessidade de mais interações de duas vias a meteorologia urbana e a comunidades de usuários finais, tais como gerentes de emergência, serviços públicos e planejadores urbanos, para melhor entender as necessidades de informação do usuário em relação aos produtos e serviços disponíveis aos meteorologistas urbanos.

Em seu livro, Snow *et. al.* (2012) ainda consideram que o campo da meteorologia urbana cresceu consideravelmente nos últimos 50 anos, e, com o aumento do crescimento das cidades em todo o mundo, há uma necessidade urgente de avanços científicos nessa área. Com a melhoria da capacidade e recursos dentro da meteorologia urbana, o uso de dados meteorológicos das áreas urbanizadas, e seu valor para aqueles que tomam decisões têm aumentado. Os usuários das informações da meteorologia urbana precisam que os dados estejam disponíveis numa larga variedade de formatos, dentro das restrições de tempo definidos pelos processos de decisão. A fim de ajudar os meteorologistas a fornecerem informações bem delineadas e sob medida para melhor atender o usuário final, é importante que haja maior interação com essa comunidade de usuários finais visando identificar qual a necessidade de tais informações. Com o avanço da ciência e da tecnologia relacionadas com a meteorologia urbana e com a participação das comunidades de usuários finais, os meteorologistas serão capazes de atender as necessidades de diversas comunidades.

2.3.1 EVOLUÇÃO DA URBANIZAÇÃO DE GOIÂNIA

A cidade de Goiânia criada em 1939 teve um crescimento tímido até os anos de 1955 quando registrava 75.000 mil habitantes. A partir daí a população registrou crescimento linear, apresentando em 2010, cerca de 1.256.500 pessoas, de acordo com dados do IBGE (2010). A Figura 2.3 apresenta a curva de crescimento da população de Goiânia desde sua criação, Goiânia, a exemplo do Estado de Goiás, apresenta crescimento acima da média nacional.

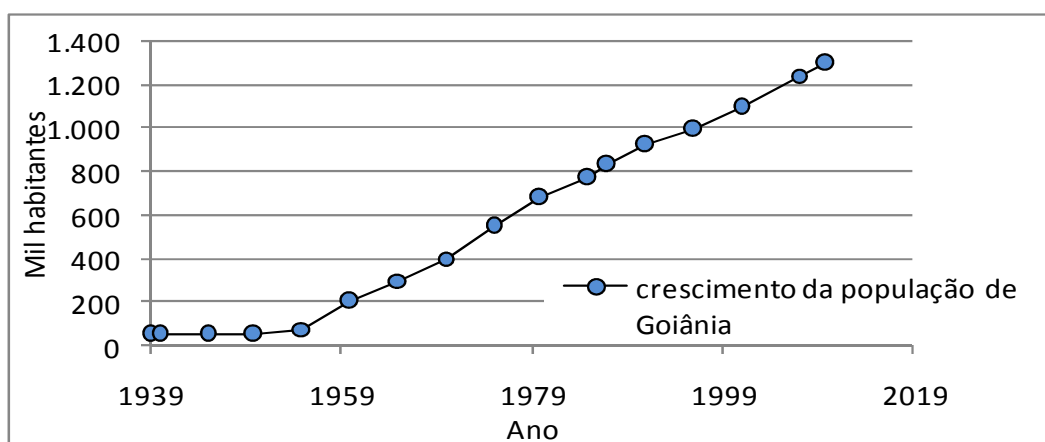


Figura 2.3- Série de crescimento da população de Goiânia, dados do IBGE (2010).

Luiz (2012) analisa dados de precipitação da cidade de Goiânia e constata que a maioria dos eventos com precipitação acumulada de 24h na faixa de 0,1 e 24,9 mm acontece entre 84% a 98,18% das precipitações ao longo do ano. Realça que para eventos acima de 15 mm a defesa civil já recebe alerta do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Eventos com volumes de precipitação diária superiores a 50 mm ocorrem com frequência bem inferior, mas a importância desses episódios não deve ser desprezada. De acordo com o INMET os episódios de chuva, cuja altura pluviométrica atinge no máximo 6 mm em 10 minutos são considerados chuva moderada. São considerados intensos os episódios cujo volume precipitado chega a 10 mm em dez minutos ou 60 mm em uma hora (60 mm/h), esses eventos são característicos de regiões tropicais como Goiânia, ocorrem em curto espaço de tempo e podem representar possibilidade de transtornos à população urbana. Os eventos de 75 a 99,9mm ocorrem principalmente no mês de março, mas com pouca incidência e em menor escala ainda ocorrem em janeiro seguido dos meses de setembro e dezembro. Já os eventos acumulados em 24 horas entre 100 até 150 mm ocorrem de forma aleatória e isoladas, respectivamente.

Esse estudo também lembra que a distribuição de eventos chuvosos em dias que antecedem um episódio extremo é de grande relevância para os tomadores de decisão e para fornecer parâmetros de projetos hidrológicos, hidráulicos e geotécnicos, pois esses eventos são de grande relevância para desencadear episódios de enchentes, alagamentos, inundações e erosões, situações comuns para regiões tropicais.

Formiga *et. al.* (2012) descrevem que nem toda a precipitação que cai sobre o solo gera escoamento, pelo contrário, apenas pequena parcela desse montante chega aos cursos d'água – para a região Centro-Oeste, aproximadamente 30% do volume das chuvas anual. No entanto, esse quadro pode ser alterado de acordo com eventos isolados e a variação do escoamento pode variar de 0 a 100%, dependendo da intensidade da chuva, do tipo e uso do solo.

2.3.2 MODIFICAÇÕES NO CLIMA LOCAL DEVIDO À URBANIZAÇÃO

No Centro-Oeste brasileiro o clima é bem definido entre estação seca e estiagem prolongada, que geralmente inicia em abril e finaliza em setembro, e a estação chuvosa, cobrindo o restante do período. Esse comportamento provoca variações significativas na sucção e na umidade do solo, e esses fenômenos são bastante influenciados pela presença e características da vegetação, conforme Silva Junior (2011).

Estudos recentes realizados por Luiz (2012) avaliam a variação temporal da pluviometria para a cidade de Goiânia em escala anual, sazonal, mensal e diária entre o período de 1961 a 2008, diferenciando dos dados disponíveis no INMET que fazem referência entre o período de 30 anos, entre 1961 a 1990. Luiz (2012) incluiu a esta série mais 18 anos. De acordo com esse estudo, o comportamento interanual da pluviometria para a cidade de Goiânia mostra expressiva variabilidade, com extremo chuvoso em aproximadamente 2.000 mm e o seco em 1.050 mm. De acordo com essa análise observa-se elevada amplitude de variação pluviométrica para a série estudada, variação de até 985 mm, com significativos índices abaixo e/ou acima da média encontrada para o período de 1961 a 2008, que é de 1.589,7 mm. Essa variabilidade pode ser observada comparando-se o ano de 1963, cujo acumulado é de 1.064,3 mm, e o ano de 1982, que é de 2.049,4 mm.

A pesquisa de Luiz (2012), utilizando dados meteorológicos entre o período de 1961-2008, identificou alteração climática na cidade de Goiânia e enumerou algumas consequências para a população e para o meio ambiente:

- a) a redução da umidade relativa do ar para um índice de 6,9%, valores médio, pode levar a duas consequências: problemas de saúde da população, aumento da evapotranspiração e perda da umidade superficial do solo.
- b) aumento da temperatura ambiente de 1,9° a 2,4°C, no período, superando as previsões de Houghton *et al* (1996) para o aumento global de temperatura. A variação de temperatura é atribuída à latitude de Goiânia e a inclinação do sol observada no período 2010, estação seca analisada em campo. Nesse período, as condições sinóticas para a região de Goiânia com estabilidade atmosférica e céu limpo, a isolação atinge seus valores máximos na região centro-oeste entre junho e agosto.
- c) no período seco, os ventos assumem direção preferencial segundo os quadrantes leste sudeste e velocidade média de 1 m/s (36km/h). Essas observações são identificadas na região periurbana da cidade, cujas áreas mais aquecidas encontram-se entre as regiões noroeste. Já nas regiões centrais a presença dos edifícios com seus sombreamentos e o arruamento são os principais direcionadores dos ventos, podendo conferir para estes eventos uma temperatura mais agradável na região central. Já na estação chuvosa, o clima de Goiânia é regulado pelas frentes úmidas vindas da Amazônia.

- d) as menores temperaturas no município de Goiânia encontram-se na região com cobertura vegetal, e as maiores temperaturas encontra-se nas regiões mais elevadas coberturas por pastagens ou nos solos expostos e áreas urbanas.

De acordo com as condições dos solos intemperizados do Cerrado, onde está inserido o município de Goiânia, na estação seca, a superfície do solo encontra-se com baixa hidratação e com elevadas succões, situação comum diante da forte sazonalidade das chuvas tropicais, e os taludes apresentam-se com boa estabilidade, podendo continuar assim se os maciços forem bem drenados.

Cuidados especiais devem ser adotados no caso de alta hidratação do perfil do ponto de vista de obras e taludes expostos, presença de obras subterrâneas, estruturas de fundações, entre outras. Por outro lado, as condições de boa estabilidade dos solos tropicais, encontrados na região de Goiânia, sugerem ser conveniente a adoção de sistemas de reservação e infiltração para o controle de vazões de pico de águas pluviais que podem mitigar o efeito das chuvas nos centros urbanos. Ainda devem ser observadas as localidades com susceptibilidade de expansão ou contração do solo, além dos locais susceptíveis à erosão.

Deve-se lembrar também que a preservação da vegetação favorece tanto a manutenção do clima como favorece a infiltração da água no solo e a estabilidade dos maciços, além de proteger o solo contra erosão.

Esse tópico mostrou os problemas gerados pela impermeabilização nas cidades, as necessidades de infraestrutura e outras construções nas áreas urbanizadas. Mostrou também que a adoção de projetos sustentáveis pode minimizar os problemas, gerenciando os fluxos das águas pluviais nas áreas urbanizadas. Para tanto, faz-se necessário conhecer as variações espacial e temporal local envolvendo as alterações climáticas encontradas nas áreas urbanizadas e também as características do perfil de solo envolvido com a infiltração de água.

Nessa pesquisa, Luiz (2012) faz uma avaliação da sazonalidade com distribuição de eventos pluviométricos em função das estações do ano, de acordo com as estações, como mostra a Figura 2.4.

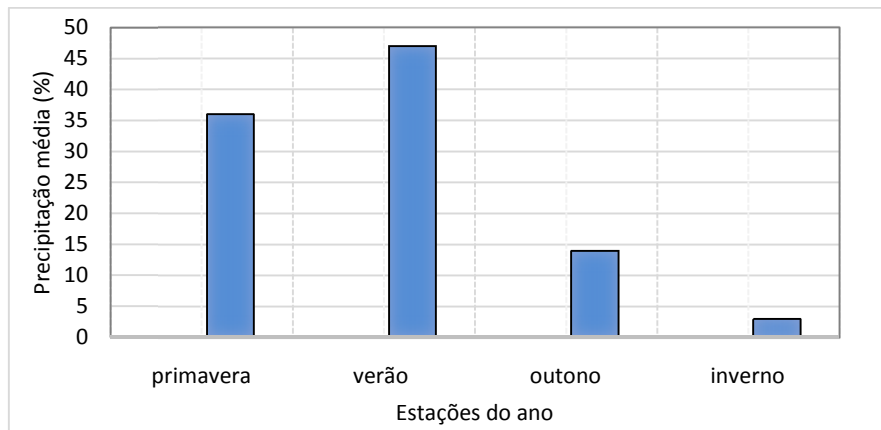


Figura 2.4- Distribuição sazonal da precipitação para Goiânia-Go em relação às quatro estações do ano no período 1961-2008 (Modificado de Luiz 2012).

Na Figura 2.5, Luiz (2012) apresenta a variação das chuvas médias mensais e a média de dias com pluviometria entre os anos de 1961 e 2008. A série analisada confirma a variabilidade mensal e diária da precipitação em Goiânia, destacando os meses de janeiro e dezembro como os que registraram as maiores médias 261,4 mm e 260,8mm, distribuídos respectivamente em 21,8 e 21,7, e junho e julho como os meses com menor índice de chuva.

Dados meteorológicos e climáticos da cidade de Goiânia disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET registram variações médias pluviométricas de 60 anos, distribuídos em dois períodos de 30 anos: primeiro período de 1931 a 1960, e do segundo período de 1961 a 1990, no geral, apresentam um comportamento de chuva bastante semelhante nos dois períodos, no entanto, no segundo período há um aumento na média de chuvas. A tendência no aumento anual das chuvas e os meses que registram o maior número de dias com chuvas foram detectados por Luiz (2012), que afirma que o mês de janeiro e dezembro são os meses com maior incidência de dias chuvosos. Analisando os dados das duas fontes é possível verificar a tendência de aumento das chuvas para o mês de janeiro, de acordo com a figura um aumento de 50mm, aproximadamente entre os dois períodos analisados como mostra a Figura 2.6. Na Figura 2.6 (b) têm-se o gráfico da precipitação máxima de 24 horas e precipitação média mensal no período de 30 anos, pode-se observar que entre meados dos meses abril até setembro as precipitações máximas de 24 horas são superiores à precipitação mensal mas inferiores a 80 mm, sendo que valores superiores a esse ocorrem na estação chuvosa de outubro a abril

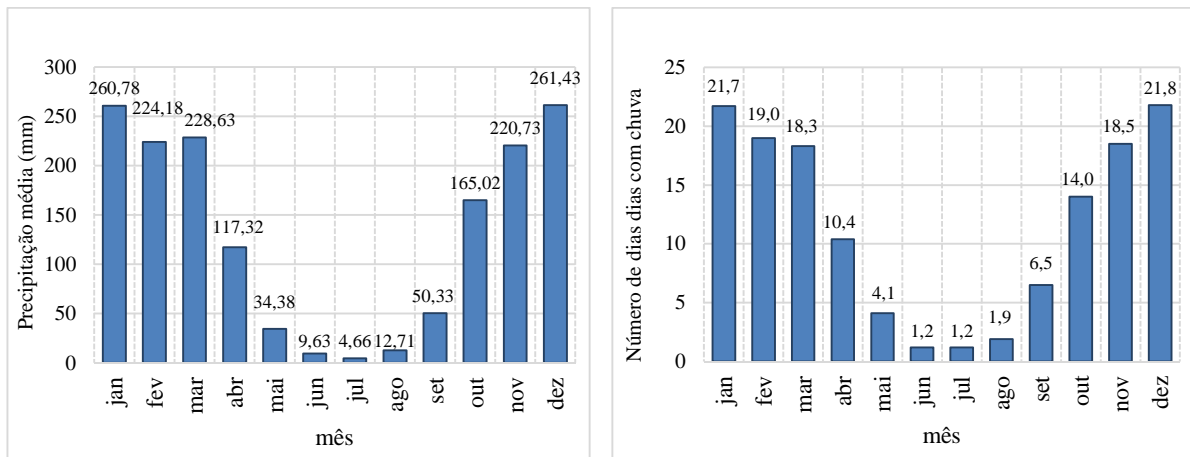


Figura 2.5 - Variação anual das chuvas entre os anos de 1961 e 2008. (a) média mensal (mm) e (b) número de dias com chuva no mês, em Goiânia-Go.

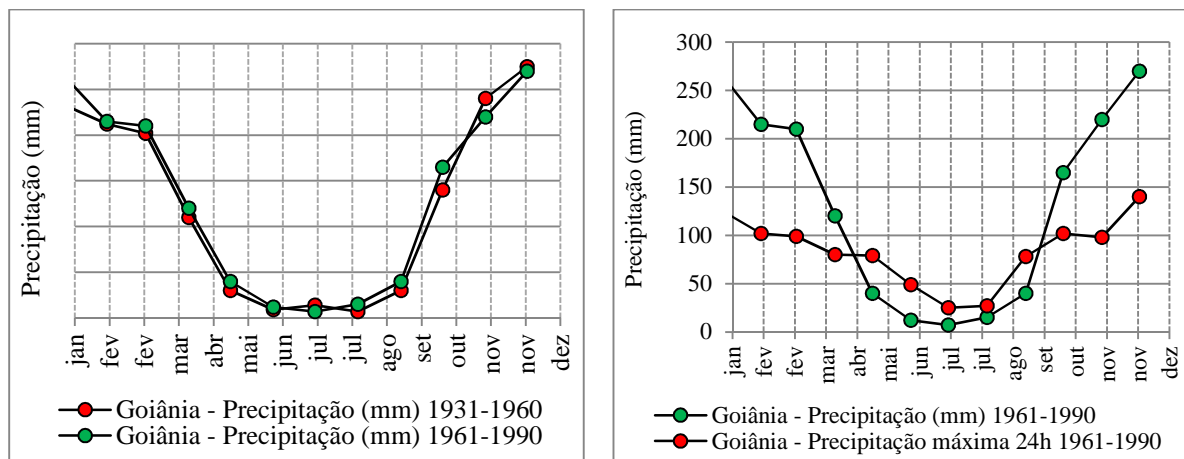


Figura 2.6 – (a) Dados pluviométricos de 60 anos da cidade de Goiânia-Go, período 1931-1961 e 1961-1990 e em (b) Precipitação no período de 1961-1990 mais a precipitação máxima ocorrida em 24 horas para o mesmo período (Modificado do INMET).

As figuras a seguir apresentam outras comparações que relacionam a precipitação com outros parâmetros climáticos que influenciam bastante os processos que ocorrem na superfície do solo, modificando principalmente a infiltração e o escoamento superficial. Dentre esses parâmetros pode-se citar: insolação *versus* precipitação; evaporação *versus* precipitação; precipitação *versus* temperatura média e precipitação *versus* umidade. As variações consideradas referem-se à média anual no intervalo analisado de 1961-1990. Na Figura 2.7(a) é apresentado a precipitação média e a insolação e em Figura 2.7(b) a da precipitação e evaporação. A Figura 2.8(a) apresenta a precipitação média mensal e temperatura e em Figura 2.8(b) a precipitação média mensal e a umidade média do ar mensal, variações que atuam nos solos do Cerrado promovendo ressecamento sensivelmente da superfície até certa profundidade na estação seca,

isso faz com que a superfície esteja sob elevada sucção e controla a capacidade de infiltração do perfil nos primeiros dias do início da estação chuvosa.

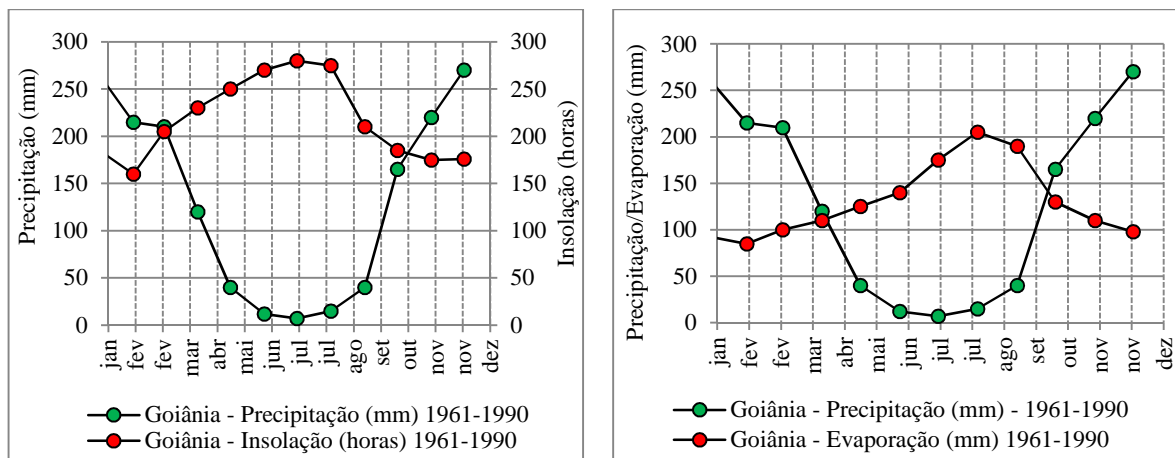


Figura 2.7– (a) Precipitação média mensal e a insolação e em (b) precipitação média mensal e evaporação ocorridas no período de 1961-1990 (Modificado do INMET).

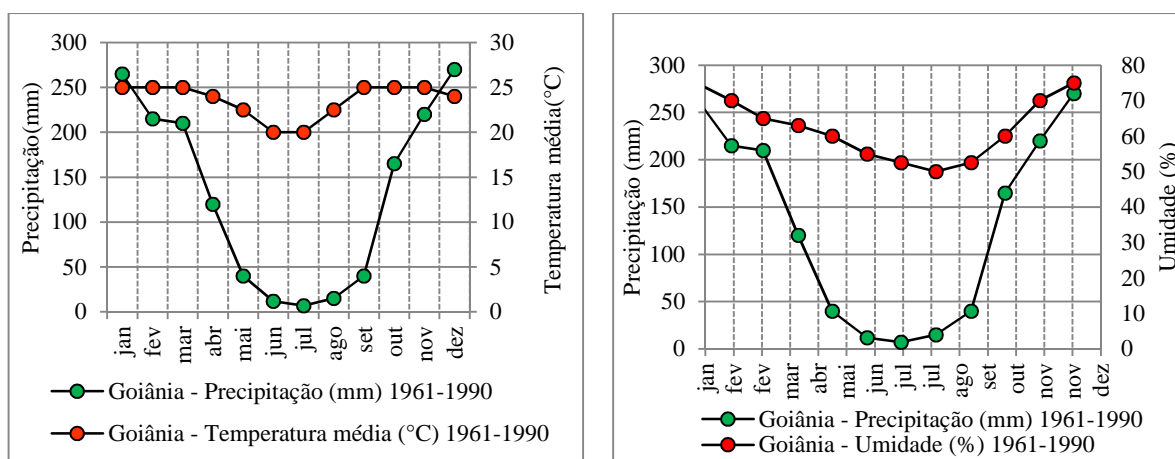
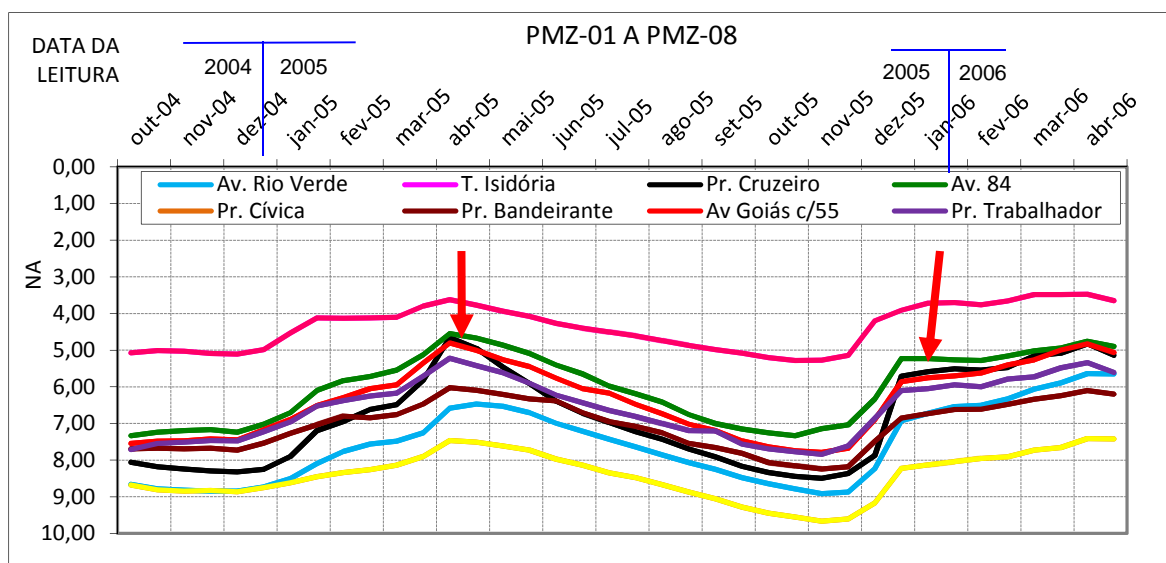


Figura 2.8 – (a) Precipitação média mensal e da temperatura média e em (b) precipitação média mensal e umidade ocorridas no período 1961-1990 (Modificado do INMET).

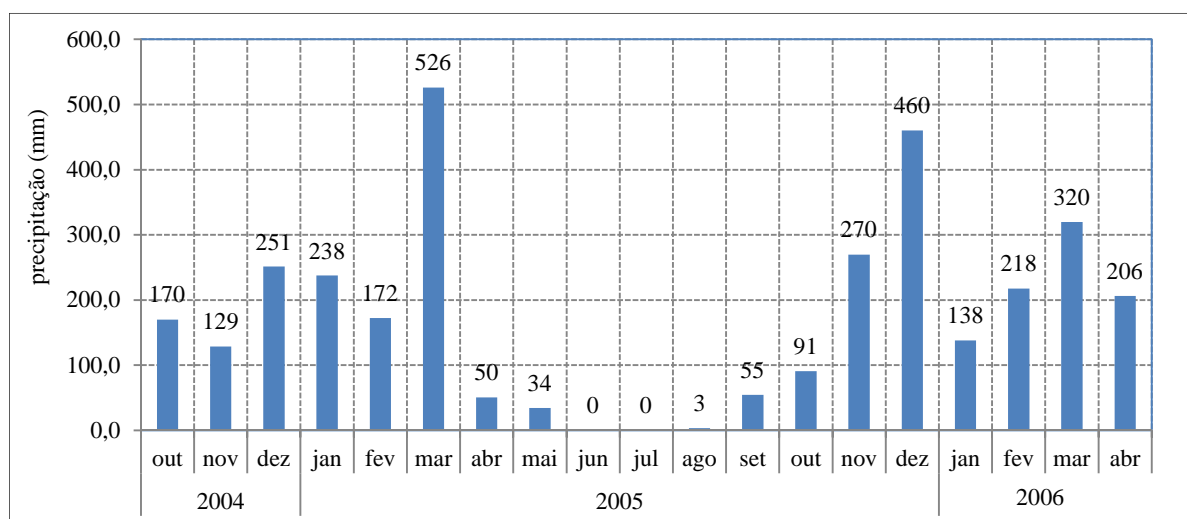
Além das variações espaço tempo, faz-se necessário entender o comportamento sazonal da superfície do solo e de seu perfil. Estudos realizados por Reis (2007) avaliaram o perfil geológico-geotécnico do subsolo de Goiânia, ao longo do traçado previsto para a linha de metrô, eixo norte-sul, com aproximadamente 15 km de extensão e 18 estações. Para esse estudo foram realizados furos de sondagem que inicialmente forneceram o perfil do solo. E, furos indicadores de nível d'água foram monitorados durante 27 meses para verificar as variações do lençol freático ao longo do traçado foi monitorado. Os resultados do monitoramento em oito estações distintas estão apresentados na Figura 2.9(a). Esses resultados podem ser comparados com os

respectivos dados pluviométricos e com registros das precipitações máximas ocorridas no período como mostra a Figura 2.9(b).

De acordo com esses dados, no período entre 2004 e 2005 as chuvas foram mais distribuídas de novembro a fevereiro, apresentando um pico em março, e a subida do lençol freático foi gradual entre novembro e fevereiro do mesmo período, com uma subida acelerada em acentuado em março. Entre 2005 e 2006, a subida acelerada do lençol se deu em dezembro (mês muito chuvoso) e depois pouco acelerou, com o veranico de janeiro bem definido. Em março de 2005 há registro de uma grande precipitação de 526,0 mm.



(a)



(b)

Figura 2.9- (a) Monitoramento das variações do N.A e em (b) respectivo índice de precipitação do período (Reis, 2007).

2.4 AÇÕES PARA CONTROLE DAS ÁGUAS PLUVIAIS E SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

O controle de águas pluviais na origem consiste em um conjunto de soluções técnicas e de procedimentos planejados, a montante do sistema físico. Esse controle é feito nas unidades individuais ou coletivas de uma localidade e tem como principal objetivo melhorar a infiltração de águas pluviais, propiciando a recarga dos aquíferos e reduzindo a amplitude das vazões de pico em áreas passíveis de alagamento e inundação. Ao reduzirem o fluxo superficial, esses sistemas contribuem ainda para reduzir a possibilidade de erosão hídrica pluvial, inclusive a dos canais de drenagem naturais. Dessa forma, busca-se diminuir 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 elevado custo de implantação para a Administração Pública. Cabe salientar, ainda, que a implantação de qualquer que seja o sistema de infiltração deve passar por análises criteriosas prévias de engenharia para avaliar os riscos de seu uso tais como: os de erosão interna, colapso estrutural do solo e perda da capacidade de suporte do perfil.

São muitas as medidas de controle local dos fluxos que favorecem a redução no porte dos sistemas de drenagem convencionais. Esse tipo de abordagem para o problema de drenagem urbana vem sendo de interesse dos profissionais de engenharia que atuam nos ramos de hidrologia, hidráulica e geotecnia. Além de estar ligado a outras áreas do conhecimento, como arquitetura e urbanismo, geologia e geografia, o tema tem despertado interesse de ambientalistas, aplicadores do direito, educadores e, em especial, dos tomadores de decisão nas esferas municipais, estaduais, federal e do próprio setor privado.

Goering (2009) considera que diminuir as superfícies impermeáveis pode ser uma estratégia simples para evitar problemas de escoamento de águas pluviais e o esgotamento do lençol freático, reduzindo as superfícies que impedem a infiltração natural. Entre as ações que podem reduzir áreas impermeáveis estão o uso de pistas mais permeáveis, a redução de áreas pavimentadas, em alguns casos, substituindo pistas largas e longas por vias mais curtas e mais estreitas com introdução de ilhas paisagísticas e passeios compartilhados com os lotes.

Segundo Gregory (2004), a redução significativa da área impermeabilizada de um lote, calçadas e áreas de estacionamento deve estar relacionada com projetos corretos e com adequada instalação desses equipamentos.

Deve-se priorizar propostas de urbanização onde ruas e lotes sejam locados, acompanhando a topografia do terreno, e evitando o tradicional traçado em que ruas são retas e paralelas, geralmente perpendiculares às margens dos cursos d'água. Esses traçados favorecem a velocidade dos fluxos e facilitam o desemboque nas margens dos corpos hídricos. Considera-se ainda que é indispensável a preservação de áreas verdes nas áreas urbanizadas.

O Manual de Desenvolvimento de Baixo Impacto e Melhores Práticas de Desenvolvidos - Guia de Projeto (2011) da cidade de *Edmonton*, Alberta, no Canadá, descreve que o *layout* da rede viária de uma área urbanizada tem influência sobre o total de área impermeável, e pode ser utilizada uma variedade de métodos para minimizar áreas impermeáveis locais.

A Figura 2.10 apresenta dois cenários de empreendimentos com dois diferentes projetos urbanísticos: no primeiro projeto foi utilizada a metodologia convencional de ruas retas e paralelas ao lado do modelo sustentável onde as ruas são curvas e acompanham a topografia do terreno facilitando o gerenciamento dos fluxos locais. Neste projeto, as ruas e passeios são curvos, resultando em 42% menos ruas (menos área impermeabilizada por pavimentos), com lotes 40% mais largos sem redução no número de lotes no empreendimento. Esse novo modelo, modelo sustentável, foi considerado por promover residencial executável com beleza e qualidade. Esse residencial foi construído por Projeto de ICK (Harisson Site Design Studio, 2005).

Bettess (1996) destaca que atualmente, em vários países, a gestão das águas pluviais exige a colaboração de diferentes especialistas como hidrólogos, urbanistas, especialistas em transporte de materiais, materiais de construção, bem como do poder público e da comunidade, entre outros. Acrescenta-se a relevância de estudos geotécnicos para avaliar o comportamento do perfil do solo envolvido com a infiltração. Todos devem avaliar o risco e o custo aceitável desses sistemas, compartilhando a responsabilidade pelas ações da gestão de águas pluviais.

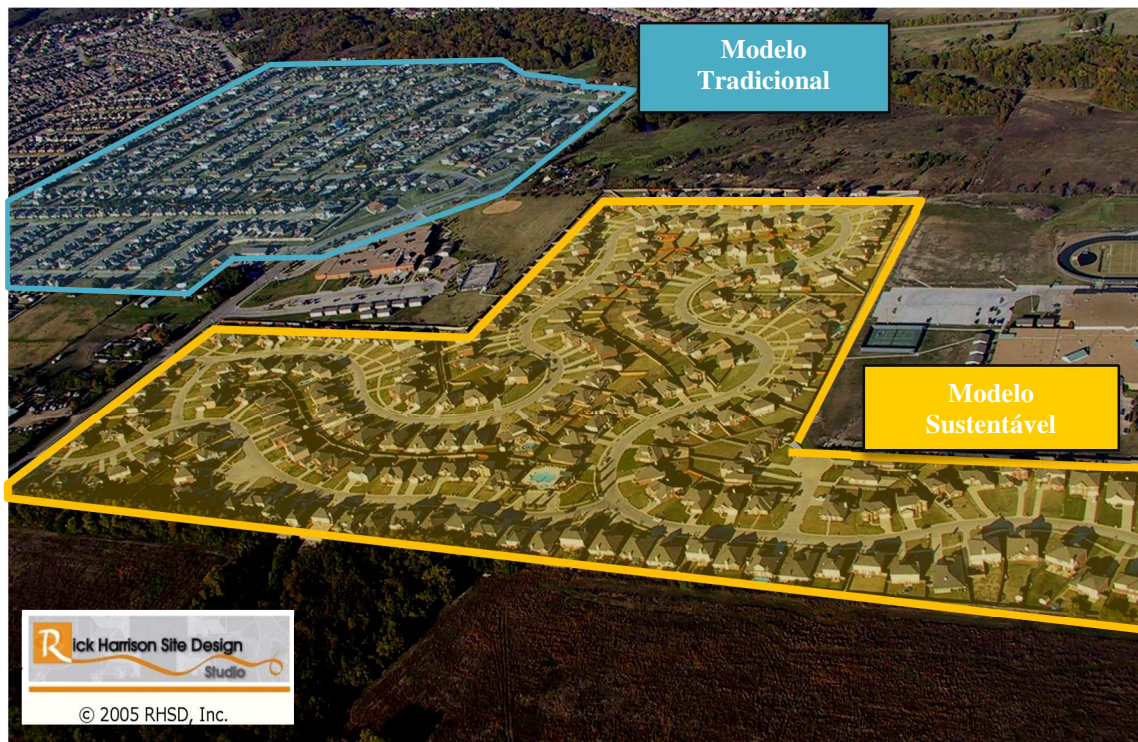


Figura 2.10– Dois modelos de projeto: Modelo Tradicional e Modelo Sustentável em um Bairro da cidade de Mesquite, Texas. (Foto Cantura Cove). (Modificado de ICK Harrison Site Design Studio (2005))

Para Bettess (1996), os projetos devem ser bem integrados com a malha urbana e contar com o compromisso de todos para financiar a construção e manutenção dos sistemas podendo assim minimizar os impactos urbanísticos.

Neste contexto, o planejamento das cidades é de grande relevância, sendo fundamental a existência de Planos Diretores cuidadosamente elaborados. Estes, infelizmente, são raros nas cidades brasileiras, dentre outros aspectos, por falta de uma política de gestão multidisciplinar do problema das águas pluviais urbanas. Os Planos Diretores são instrumentos básicos da política de desenvolvimento do município que visam orientar a atuação do poder público e da iniciativa privada na construção do espaço urbano como um todo. Para o gerenciamento das águas pluviais urbanas destaca-se o Plano Diretor de Drenagem Urbana e/ou Planos Municipais de Saneamento Básico.

Richman (1999) cita que de acordo com as novas concepções de drenagem urbana, o uso de sistemas alternativos para controle de águas pluviais na fonte é tanto mais viável e econômico quanto mais próximo se encontrar da fonte. De acordo com a Figura 2.11 no ponto (A) o fluxo superficial sendo infiltrado ou retido na fonte, nesse caso os custos de implantação dos sistemas

é baixo, a manutenção é mínima e fica a cargo do proprietário do lote. Em (B), quando os fluxos são conduzidos a uma certa distância e necessitam de tratamentos, nesse percurso, os custos e a manutenção aumentam. Por fim, se os fluxos são carregados diretamente para jusante (situação C), os custos de implantação dos sistemas, tratamentos (se necessário), controles (fluxo de partículas, erosões entre outros) e manutenção dos sistemas apresentam custos bem mais elevados a cargo do poder público.

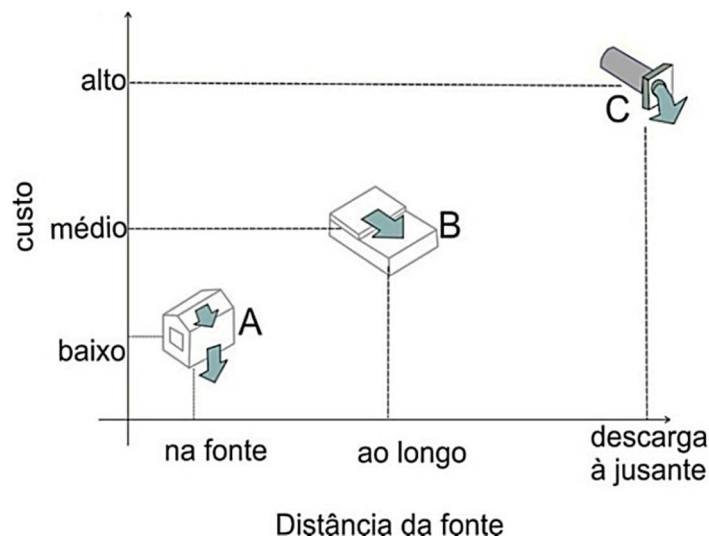


Figura 2.11- Relação entre o custo de implantação e a distância da fonte (modificado de Richman, 1999).

Para mitigar os impactos das grandes vazões de chuva nas cidades urbanizadas e consequentes alterações do ciclo hidrológico nestas, Tucci (1995) esquematiza na Figura 2.12, os hidrogramas correspondentes a uma situação natural de precipitação sobre um lote urbano durante períodos de pré-urbanização, de pós-urbanização, além do resultante após a implantação de medidas mitigadoras dos fluxos. Nota-se que a impermeabilização parcial do lote durante o processo de ocupação, representa um fator significativo no aumento do pico do hidrograma do terreno. Um sistema de infiltração, bem dimensionado e implantado em local adequado, consegue restabelecer a capacidade natural de infiltração do terreno amortecendo a vazão acrescida sobre o hidrograma local.

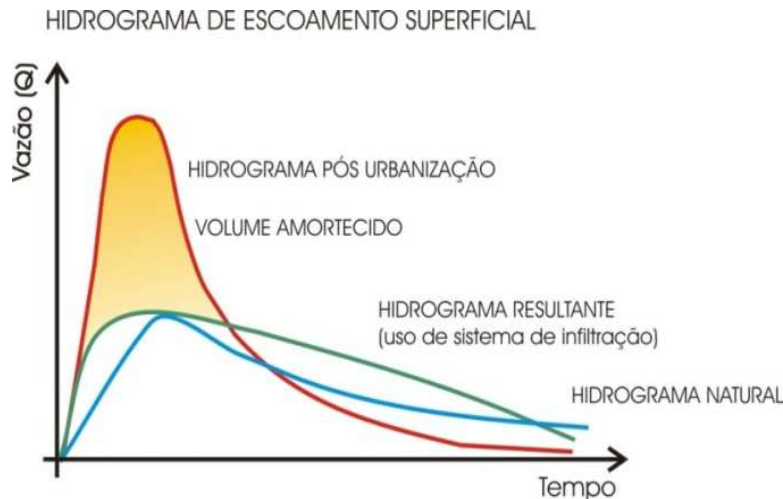


Figura 2.12- Hidrograma de amortecimento devido à implantação de poços de infiltração (modificado de Tucci, 1995).

Para estabelecer o uso sistemático dos sistemas auto sustentáveis de controle das águas urbanas é necessário a inclusão de políticas públicas orientadas para este fim com aprovação de legislação própria a exemplo dos Planos Diretores de Drenagem Urbana e utilizar meios de tornar as novas técnicas de conhecimento público. Utilizando técnicas adequadas de construção e manutenção. A divulgação das técnicas pode ser por meio de livros, pesquisas que estabeleçam metodologias adequadas e para a comunidade em geral a elaboração de manuais, guias, cartilhas, entre outros.

Existem várias pesquisas acerca da melhoria qualitativa e quantitativa dos sistemas de gestão das águas de pluviais urbanas, utilizando elementos de infiltração. A Tabela 2.2 mostra alguns entre vários trabalhos internacionais e a Tabela 2.3 os trabalhos nacionais que tratam do assunto. Estudos e projetos tem sido desenvolvidos com produção de dissertações, teses, livros, manuais, cartilhas, artigos, entre outros e conta com a participação de pesquisadores, instituições, municípios, agências, autoridades locais, empresas e a comunidade. Para a gestão sustentável das águas pluviais faz-se necessário a criação de manuais de orientação para o uso dos sistemas, avaliação da pluviometria local e estudos dos perfil do solo, metodologia de construção, orientação para a manutenção e o aceite e concientização do poder público e da população.

Tabela 2.2- Trabalhos internacionais que tratam de elementos de retenção e infiltração.

Referência	Países	Tipo de sistemas de infiltração
Bettess (1996)	Reino Unido	Drenagem por infiltração - Manual de boas práticas (testes de campo, aspectos geotécnicos, legislação, sistemas de infiltração: poços, trincheiras, valas, bacias e outros)
Richman (1999)	Califórnia, USA	Manual de orientação de projeto para proteção da qualidade de águas pluviais
Wong (2001)	Austrália	Sistemas de bioinfiltração (valas vegetadas e barramentos de retenção e infiltração)
Holman-Dodds <i>et. al</i> (2001)	Iowa, USA	Analisa três cenários básicos de desenvolvimento: pré-urbanização, sistema convencional de drenagem de águas pluviais e sistema utilizando a infiltração.
Gregory (2004)	Universidade da Florida - USA	Estuda sistemas de infiltração (poços, trincheiras) para uso em pequena escala (lotes) e analisa a redução da taxa de infiltração devido à compactação do solo, analisa a curva de compactação para estudar a evolução da compactação da superfície x redução da infiltração.
Chouli (2006)	França, Reino Unido, Alemanha, Holanda, Dinamarca, Suécia e Grécia	Propostas para implementação de políticas públicas (legislação, planejamento, incentivos econômicos, entre outros) promovendo uma melhor aplicação de novas tecnologias (técnicas alternativas para controle das águas pluviais urbanas da Europa).
Barraud, <i>et. al</i> (2006) Vigneron, <i>at. al</i> (2006) Barraud, <i>et. al</i> (2009)	Lion, França	Utilização de várias possibilidades de sistemas de infiltração para controle de águas pluviais
Woods-Ballard (2007)	Reino Unido	Manual de Sistemas de drenagem sustentável (SUDS).
Watershed Science Centre (2007)	Ontário, Canadá	Benefícios do uso de elementos de infiltração como trincheiras, poços, valos secos e bases de infiltração.
Middlesex University com contribuição de: JB.Ellis, B. Shutes (Middlesex University), N. Nascimento (UFMG), H. Sieker, C. Peters (IPS), X Beuchat (EPFL) (2008)	Brasil, Malásia, Reino Unido, Nova Zelândia, Austrália, Alemanha	Sustentabilidade e cidade do futuro: melhores práticas e orientações para opções de gestão de águas pluviais e tratamentos sob condições extremas.
Moura (2008)	UFMG/Lion França	Méthode d'évaluation des performances des systèmes d'infiltration des eaux de ruissellement en milieu urbain
Ermilio J. R. (2005), Lee R. S. (2011)	Villanova University - Pensilvânia - USA	Caracterização e estudo de bio-infiltração para controle de águas pluviais e Modelagem de infiltração como medida de controle de águas pluviais. Modelagem de campo utilizando Equação de Green and Ampt modificada. Análise estatística e de sensibilidade dos parâmetros

Tabela 2.3- Trabalhos nacionais que tratam de elementos de detenção e infiltração.

Referência	Instituições do País	Tipo de sistemas de infiltração
Souza (2002)	IPH, UFRGS	Trincheiras de infiltração
Baptista e Nascimento (2002)	RBRH – Revista. BH- MG	Aspectos Institucionais e de Financiamento dos Sistemas de Drenagem Urbana.
Reis (2005)	UFG, GO	Configuração de poços de infiltração com estudos do solo e avaliação do nível de colmatação do geotêxtil.
Graciosa (2005)	São Carlos, SP	Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica.
Plano Diretor de Drenagem Urbana e Manual de Drenagem Urbana (2005)	IPH – UFRGS e Prefeitura de Porto Alegre, RG	Medidas de controle e impacto do crescimento urbano no sistema de drenagem e Manual de Drenagem Urbana.
Brito (2006)	UnB, DF	Metodologia para seleção de sistemas de drenagem por infiltração
Castro (2007)	UFMG	Analisa os impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, a legislação sobre os recursos hídricos brasileira e de outros países, sistemas clássicos de drenagem urbana e os compensatórios mais utilizados.
Silva (2007) e Silva (2012)	UnB, DF	Trincheiras de infiltração preenchidas com material alternativo como garrafa PET.
Lima (2009).	São Carlos. São Paulo	Análise experimental e numérica de trincheiras de infiltração em meio não saturado.
Reis, R. P. A. et al (2008)	UFG, GO	Poços de infiltração.
Leão Carvalho (2008)	UFG, GO	Estudos de solo e dimensionamento de Poços de infiltração.
Garcês, (2010)	UFG, GO	Avaliação de parâmetros de infiltração de Poços
Peixoto (2011)	UFSCAR, SP	Analisa poços de infiltração de diversos diâmetros e análise estatística e de sensibilidade.
Luiz (2012)	UnB, Brasília	A influência da relação solo/atmosfera no comportamento hidromecânico de solos tropicais não saturados: estudo de caso - município de Goiânia-GO.
Lelis, e Camapum de Carvalho (2010)	UnB, Brasília	Cartilha de infiltração
Lelis, e Camapum de Carvalho (2012)	UnB, Brasília	Cartilha Meio Ambiente: Infiltração
Camapum de Carvalho <i>et. al</i> (2012)	UnB, Brasília	Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais - que faz parte de um projeto de pesquisa PRONEX e trata de estruturas de infiltração da água da chuva como meio de prevenção de inundações e erosões.

Para o controle dos fluxos superficiais nas regiões urbanizadas pode-se lançar mão de diversos processos mitigadores, sejam esses sistemas reservatórios temporários, infiltração ou não infiltração. Dentre as alternativas disponíveis, tem-se:

- a) bacias de retenção com infiltração de água a montante da cidade ou incorporada no ambiente urbano, equipadas com lagos artificiais;
- b) bacias de retenção e/ou infiltração dispostas em bosques, parques ou áreas de esportes, podendo ser inundadas em tempo chuvoso;
- c) coberturas, bacias de armazenamento que também podem receber as águas do sistema unitário no tempo chuvoso;
- d) trincheiras de infiltração, vales, valas ou valos pouco profundos, geralmente vegetados para infiltração;
- e) estruturas de pavimentos e estacionamentos com reservatório seguido de infiltração;
- f) poços de infiltração;
- g) outras instalações de armazenamento, infiltração ou reutilização de águas pluviais;
- h) podendo ainda ser combinados vários desses sistemas.

Os indicadores e os parâmetros de projeto devem ser de fácil medição, a fim de assegurar a aplicabilidade dos métodos de controle da drenagem urbana tendo em vista a proposta de utilização por cada usuário da fração urbana e não a cargo apenas das instituições públicas. Os métodos adotados devem ter duplo objetivo: a prevenção das enchentes e o controle da qualidade da água.

Barraud *et al.* (2006), consideram que uma instalação de infiltração e/ou armazenamento pode ser simples, tal como a ligação do beiral de uma casa a um tanque que armazena água da chuva para ser utilizada para consumo no tempo seco. Para a autora projetos de detenção e infiltração podem inovar na técnica, desde que mantenham a lógica: retardar o escoamento das águas pluviais e tratá-las na fonte quando possível. Da mesma forma, podem ser utilizados sistemas mais sofisticados, com variadas combinações de elementos.

Tem-se, como exemplo, as cisternas utilizadas nas regiões áridas do nordeste brasileiro ou reservatórios utilizados para irrigação ou para infiltração e recarga do lençol.

Para Bettess (1996), as necessidades do saneamento da água da chuva devem andar lado a lado com o planejamento urbano. A implantação de sistemas de infiltração pode ser uma boa solução temporária para ambientes já construídos, desde que adotados critérios para implantá-los, embora, com prejuízo na escolha do local ideal para instalação dos mesmos. Seja em ambiente planejado ou já urbanizado, é importante considerar as etapas: planejamento, projeto, construção, operação e manutenção com avaliação e reabilitação, se necessário.

Segundo Tucci e Genz (1995), para o desenvolvimento de um programa consistente da drenagem urbana é necessário que se conheça e aplique os princípios de controle, não se esquecendo de avaliar as condições do solo. É também necessário observar as condições de infiltrabilidade do solo e os riscos inerentes das operações para o perfil de solo do ponto de vista de colapso, contração e expansão do solo, assim como adensamento e cisalhamento do mesmo. Em estudos, Holman-Dodds *et. al* (2001) realçam a necessidade de conhecer a textura do solo no uso de sistemas de infiltração como potencial de mitigação dos fluxos urbanos.

Segundo Ravi *et. al.* (1998) os dispositivos de infiltração não devem ser utilizados em: áreas industriais ou à luz de atividade industrial, áreas sujeitas alto tráfego de veículos (25.000 ou maior tráfego médio diário na rodovia principal, ou 15.000 ou mais média tráfego diário em qualquer estrada interseção); oficinas automotivas; lavagens de veículos automotivos; garagens de frotas, ônibus, caminhão, entre outros; viveiros; outras áreas com fontes de poluição que possam constituir uma ameaça para as águas subterrâneas. O estudo citado também estabelece que a distância vertical mínima da base de qualquer dispositivo de infiltração para a água subterrânea sazonal, no seu maior nível, deve ser de pelo menos 3,0m. Além disso, destaca que os dispositivos de infiltração devem estar localizados, no mínimo, a 30,0m horizontalmente a partir de qualquer dos poços de abastecimento de água existentes.

Ainda observa que os dispositivos de infiltração não são recomendados nos seguintes casos: o dispositivo de infiltração que recebe a drenagem de áreas onde são usados ou armazenados produtos químicos, onde os veículos ou equipamentos são lavados, quando acusar resíduos ou sua manipulação; locais onde os solos superficiais ou subterrâneos estejam poluídos, pois a unidade poderia receber o escoamento de sedimentos carregados de áreas perturbadas ou encostas instáveis; locais em que o aumento da umidade do solo pode prejudicar a estabilidade das encostas das fundações. Finalmente o uso de sistemas de infiltração não é recomendado em

solos de baixa permeabilidade, insuficiente para permitir que o dispositivo drene num prazo máximo de 96 horas.

O manual de Normas para água de chuva – San Diego, USA (2012), recomenda que para a instalação de sistemas de infiltração é necessária a apresentação de um relatório de investigação geotécnica, com a informação da escolha do local, adequado para a instalação do sistema e que seja longe de encostas, fossas, sumidouros, fontes de água potável. Baseado no tipo de solo, com investigação das taxas de infiltração verticais ou taxas de infiltração variadas, no caso de variabilidade da capacidade de infiltração em uma mesma área. Considerando ainda as diferentes capacidades de infiltração e registros da variabilidade sazonal do lençol freático. Estimar a taxa ou taxas de infiltração média a serem adotadas em projeto, as condições das estruturas vizinhas e por fim orientar o tipo de sistema adequado para o local.

Pode-se observar que atualmente é consenso em vários países (Estados Unidos, Canadá, França, Inglaterra, Alemanha, Dinamarca, Japão, Malásia, Austrália entre outros) a busca pelo controle autossustentável da drenagem urbana com legislação própria.

De acordo com a literatura, no Brasil, estudos e legislação que orientem decisões acerca do tema ainda são incipientes frente aos problemas causados pelas enchentes e inundações constantes nas cidades de norte a sul do país. O Brasil não convive com as grandes catástrofes naturais que frequentemente assolam outros países, como vulcões, terremotos, tsunamis, mas tem como seu principal problema as enchentes e deslizamentos que se configuram como problema de grandes proporções no cenário brasileiro. Isso se deve principalmente às políticas governamentais de planejamento de curto prazo ou, em cenários mais críticos, até mesmo a não existência dessas políticas que deveriam ser tratadas como primordiais para a sociedade.

Na falta de uma política mais abrangente, a solução em micro escala, adotada na fração do parcelamento urbano é potencialmente promissora e pode ser utilizado individualmente.

Sabe-se que a implantação de sistemas de infiltração de águas pluviais é capaz de restituir a algumas áreas sua capacidade de infiltração. Isso deve ser feito de acordo com a condição de pré-urbanização e a preservação de áreas verdes locais. A multidisciplinaridade entre os profissionais de geotecnia, hidrologia e hidráulica ou outros possibilitará estabelecer os

parâmetros necessários para o dimensionamento de sistemas de infiltração do ponto de vista geotécnico considerando a resposta hidrodinâmica e hidromecânica dos fluxos no solo.

2.5 CONCEITOS GERAIS SOBRE SISTEMAS DE CONTROLE DE ÁGUA PLUVIAIS E POÇOS DE INFILTRAÇÃO

O controle das águas urbanas deve ser sistemático e feito por meio de instrumentos que alterem o regime do escoamento superficial direto das águas pluviais nas zonas urbanizadas, compondo os instrumentos de uso e ocupação do solo e levando em conta a bacia e as áreas de várzeas dos cursos d'água. Deve-se procurar diminuir a vulnerabilidade e os riscos em consequência das inundações. Essa preocupação envolve os aspectos de natureza cultural e participação pública, indispensáveis para a implantação desse controle utilizando-se recursos de valor inferior ao dos sistemas convencionais, baseado principalmente na conscientização e educação social.

Os sistemas para o controle das águas pluviais podem ser classificados em sistemas de retenção para usos diversos, sistemas de detenção utilizados para reter o deflúvio direto e temporariamente enquanto durar o evento de chuva podendo ser previsto com descarga lenta para o sistema de drenagem convencional, ou ser previsto para infiltrar no solo local, caracterizando os exclusivamente como sistema de infiltração.

O controle da inundação na escala local é considerado atualmente como uma medida alternativa que pode ser aplicada de forma descentralizada, principalmente através do aumento da permeabilidade ou re-naturalização da área em relação ao seu balanço hídrico na pré-urbanização.

Quanto aos sistemas de infiltração, é importante considerar os fatores que influenciam a infiltração e quais parâmetros são mais importantes no processo.

2.6 FATORES QUE INFLUENCIAM O PROCESSO INFILTRAÇÃO

São vários os fatores que influenciam a capacidade de infiltração do solo, tais como: o próprio solo e seu grau de intemperismo, cobertura vegetal, relevo, clima e topografia. A caracterização do perfil de solo e uma série de análises precisam ser desenvolvidas para entender o processo de infiltração da água no solo. Também devem ser considerados os parâmetros do solo, a geometria da estrutura de infiltração, as condições de contorno e as condições iniciais.

As propriedades hidráulicas do solo são determinadas pela condutividade hidráulica e curva característica do solo. A condutividade hidráulica determina a capacidade de transmitir água e a curva característica determina a capacidade de armazenar água no solo, mas também o seu potencial de atuação como energia de fluxo. Durante o processo de perda de umidade e redução do grau de saturação, pode ocorrer também a retração dos poros, diminuindo a condutividade hidráulica ou a permeabilidade do solo.

Os principais fatores que geram a perda da capacidade de fluxo da água no solo preservando-se sua porosidade inicial 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 obstruir o caminho de percolação;
- 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) a viscosidade e densidade são propriedades dependentes da temperatura e as variações térmicas do fluido podem ampliar ou reduzir a capacidade de fluxo dependendo do sentido em que ocorrem e da temperatura inicial do fluido.

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.

Apesar de possuírem maior capacidade de armazenamento de água, solos argilosos possuem baixa capacidade de infiltração. No entanto, a granulometria de solos tropicais individualizando-se as partículas (análises granulométricas com desagregação das partículas), muitas vezes, não reflete seu comportamento, sendo necessária a avaliação de outras propriedades, considerando-se a textura do solo em estado natural, não desagregados. O intemperismo de solos argilosos, caracterizados pela presença de óxi-hidróxidos de ferro e alumínio que atuam agregando as partículas de argilas, pode, ao gerar macroporos, aumentar a capacidade de infiltração de um solo argiloso até níveis de infiltração típicos de areias. Portanto, para as condições brasileiras, a estrutura do solo pode exercer influência muito mais expressiva

na taxa de infiltração do que a textura como partículas isoladas. Nos solos tropicais, a distribuição de poros é responsável pela forma como se dá o armazenamento de água em seu interior.

Para as areias com boa condutividade hidráulica em estado saturado, 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, 2004). 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, dentre outros.

A penetração da água no solo pode ser prejudicada pelo deslocamento, pelo rearranjo e pela orientação das partículas de solo, provocando entupimento dos poros ou mudança na direção preferencial do fluxo. Outro fator importante é 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 caem na superfície, principalmente naquelas desprotegidas. Cidergren (1977) comenta que o arranjo das partículas do solo pode influenciar a permeabilidade de dois modos importantes: pela ordenação ou estratificação das partículas ou pela orientação das partículas. A orientação das partículas e mesmo a compactação do solo podem ocorrer devido a ciclos de molhagem e secagem.

Segundo Freeze e Cherry (1979), para descrever a natureza da condutividade hidráulica numa formação geológica, é necessário conhecer sua heterogeneidade e anisotropia. Uma causa primária de anisotropia numa pequena escala é a orientação dos minerais de argila em rochas sedimentares e sedimentos não consolidados. As permeabilidades, vertical e horizontal, do solo são bastante sensíveis à compactação e ao processo de adensamento. A compactação de uma camada para uma construção pode reduzir sensivelmente a permeabilidade vertical e ampliar a horizontal. O estado agregado em que se encontram os solos tropicais profundamente intemperizados os conduz a um modelo de comportamento hidráulico que tende a ser mais isotrópico, embora as condições de formação e lixiviação naturais possam contribuir para a ocorrência de anisotropia.

A cobertura vegetal pode favorecer a infiltração da água no solo. Algumas vegetações possuem sistema radicular que melhor favorece a absorção da água através das raízes. Bharati *et al.* (2002) e Fuentes *et al.* (2004), citados no Manual de LID Michigan, comentam que a preservação da vegetação natural do local pode aumentar em até dez vezes a capacidade de infiltração da área, mesmo que o solo seja argiloso. No entanto, um manejo bem efetuado dos solos também tende a melhorar a sua capacidade de infiltração.

Segundo Horton (1933) *apud* Beven (2004), enquanto a temperatura é certamente um fator, aspectos 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. Isso pode ocorrer por dois motivos: aumento da porosidade do solo e perda de umidade, aumentando a sucção e sua capacidade de armazenamento. Uma elevação marcante na capacidade de infiltração também acontece na estação da primavera, quando animais da fauna terrestre ficam ativos. Uma diminuição marcante de capacidade de infiltração acontece no outono, tempo em que a fauna fica dormente. Essas duas causas enumeradas são os principais fatores para a formação de macroporos em determinadas estações do ano.

2.7 ESTUDOS ANTECEDENTES QUE MOSTRAM A IMPORTÂNCIA DOS PARÂMETROS DE INFILTRAÇÃO PARA OS PROCESSOS QUE OCORREM SUPERFICIALMENTE E AO LONGO DO PERFIL

A seguir é apresentada uma série de estudos sobre sistemas de infiltração com destaque para os poços de infiltração.

2.7.1 SUNJOTO (1994)

Sunjoto (1994) define poço de infiltração como sendo um poço escavado com função específica. O poço de infiltração, inicialmente, tem a função de reservar a água recolhida de um telhado ou pavimento, para infiltrar em seguida. As paredes de um poço de infiltração devem ser revestidas de tijolos, manilhas de concreto ou algum material parecido. Seu espaço interior deve ser deixado vazio para ser capaz de armazenar a maior quantidade de água antes dela se infiltrar. O fundo do poço é coberto com pedra britada e pedras para evitar erosão assim que a água cai. O solo do fundo deve ter uma camada porosa que permita uma distribuição melhor do fluxo para o solo e deve ter uma dimensão mínima. A parte superior do poço é coberta por uma

placa de concreto e solo acima da placa. Dessa forma pode-se colocar acima dela vegetação para compor o paisagismo ou então uma construção mais resistente.

O autor propôs uma formulação matemática para dimensionamento de diferentes formas de sistemas circulares posicionados tanto na vertical, promovendo a infiltração ao longo do perfil do solo (como nos poços), quanto para sistemas com geometrias posicionadas na horizontal, onde a infiltração ocorre mais na superfície do solo. Em seu trabalho, ele considera que o decréscimo de recarga de água subterrânea nas áreas urbanas é proporcional ao aumento do telhado e área pavimentada. Neste trabalho ele idealizou a infiltração da água no solo com sistemas projetados para facilitar o armazenamento temporário seguido da infiltração da precipitação que cai sobre telhados e pavimentos. O Método de Análise proposto para determinar a dimensão mínima de infiltração de poços e, para obter uma quantidade máxima de água infiltrada é proposto, utiliza uma fórmula de cálculo derivado matematicamente da lei de Darcy sobre o fluxo em estado instável radial. Para o autor a medição da infiltração no poço deve estar relacionada com a área do telhado ou do pavimento, intensidade de chuva para determinado período, condutividade hidráulica e forma dos elementos e fundo do poço. A profundidade do poço H é dada pela Equação 2.1 e o fator de forma do poço escolhido é dado pela dimensão do poço. Os fatores de forma são dados pelas Equações 2.1 e 2.2.

$$H = \frac{Q}{FK} \left[1 - \exp\left(-\frac{FKT}{\pi R^2}\right) \right] \quad (2.1)$$

$$F = \frac{2\pi(L + 2/3R)}{\ln\left(\frac{L + 2R}{2R} + \sqrt{\left(\frac{L}{2R}\right)^2 + 1}\right)} \quad (2.2)$$

Onde:

L = profundidade da água no poço (m);

F = Fator de Forma dado pela Tabela 2.4 de descarga oriunda do telhado ou pavimento (m^3/s);

T = tempo de duração da chuva (s);

K = Condutividade hidráulica (m/s)

R = raio do poço em (m)

A vazão ou descarga é calculada utilizando a Fórmula Racional dada pela Equação 2.3:

$$Q = CIA \quad (2.3)$$

Onde:

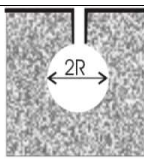
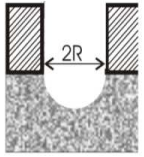
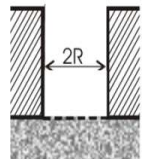
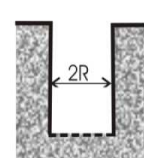
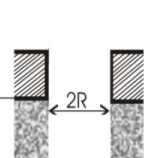
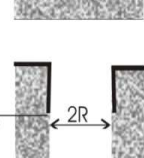
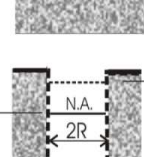
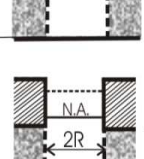
C= coeficiente de escoamento superficial tabelado para a superfície de escoamento;

I = Intensidade da precipitação (m/s);

A =Área pavimentada.

A Tabela 2.4 apresenta o valor de F para cada forma de sistemas de infiltração considerado, baseado em formulações propostas por: Samsioe (1931), Dachler (1936), Aravin (1965), Forchheimer (1930), Taylor (1948), Sunjoto (1989) e publicados por Olson & Daniel (1981).

Tabela 2.4 – Fator F para diversas geometrias. (Sunjoto, 1994)

Modelo da estrutura	Equação para obter o Fator de Forma, F (m)	Descrição e autoria
	$4\pi R$	Lançamento em (tubo drenante) na horizontal. Modelo: Samsioe (1931) Dacher (1936) e Aravin (1965)
	$2\pi R$	Vala meia-seção com drenagem na calha. Modelo: Samsioe (1931), Dacher (1936) e Aravin (1965)
	$4R$	3 - Anel acumulador de água com infiltração no fundo. Modelo: Forchheimer (1930), Dacher (1936) e Aravin (1965)
	$5,5R$ $2\pi R$	4 - Anel de acumulação com parte enterrada, infiltração de fundo e percolação. Modelos: Harza (1935), Taylor (1948) e Hvorslev (1951)
	$\frac{2\pi L}{\ln(L/R + \sqrt{(L/R)^2 + 1})} e$ $\frac{2\pi(L + \frac{2}{3}R)}{\ln((L + 2R)/R + \sqrt{(L/R)^2 + 1})}$	5 – Poço de infiltração com a superfície impermeável por anel de concreto ou outro. Modelo: Sunjoto (1989).
	$\frac{2\pi L}{\ln(L/2R + \sqrt{(L/2R)^2 + 1})} e$ $\frac{2\pi(L + \frac{2}{3}R)}{\ln((L + 2R)/2R + \sqrt{(L/2R)^2 + 1})}$	6 – Outro modelo de poço de infiltração com superfície impermeável à infiltração, mas livre à percolação. Modelo: Dachler (1936) e Sunjoto (1989).
	$\frac{\pi(h_0 + h_w)}{\ln(h_w / R + \sqrt{(h_w/R)^2 + 1})}$	7- Poço de infiltração com superfície impermeável e fundo impermeável. Parede permeável Modelo: Sunjoto (1989)
	$\frac{2\pi D}{\ln(2(D + 2R) / R + \sqrt{(2D/R)^2 + 1})}$	8 - Idem ao modelo 5 com superfície impermeável até certa profundidade e fundo impermeável. Modelo: Sunjoto (1989).

2.7.2 WILLIAMS *ET AL* (1998)

Os autores realizaram um amplo estudo sobre a estimativa de taxa de infiltração na zona não saturada do solo com seleção e aplicação de modelos matemáticos. Em suas definições iniciais consideram que se a água é aplicada lentamente ao solo poderá infiltrar na mesma proporção em que é aplicada à superfície do solo, assim a taxa de alimentação define a taxa de infiltração desse solo. Por outro lado, se a taxa de alimentação excede a capacidade de infiltração do solo é capaz de determinar a real taxa de infiltração de um solo. Em geral, inicialmente a taxa de infiltração é elevada e depois começa a decrescer rapidamente, seguida de uma diminuição lenta até se aproximar de uma taxa constante aproximando do valor da condutividade hidráulica saturada K_{sat} .

Nesse estudo os autores classificaram os modelos escolhidos para essa publicação como: modelos semi-empíricos, homogêneos, não homogêneos, modelo de infiltração para condição de acumulação de água e não acumulação modelos de infiltração e exfiltração (influência da temperatura).

Em geral, a aplicação de modelos matemáticos na infiltração envolve a seleção adequada dos modelos utilizados para a infiltração de água no solo de acordo com os seguintes processos: os objetivos da aplicação do modelo, a gestão do projeto, o desenvolvimento do modelo conceitual; a seleção e a configuração do modelo; os cenários e a estimativa dos parâmetros de entrada, simulação numérica e análises dos resultados e a eficácia do modelo.

Em seguida são estimados os parâmetros de entrada e respectivas descrições além de sua aplicabilidade aos variados cenários escolhidos e adequação aos modelos escolhidos com a aplicabilidade de softwares. Então foram realizadas análises de sensibilidade, considerado um passo essencial baseado na aplicação em todos os modelos matemáticos. Para os usuários desses modelos, a análise de sensibilidade pode fornecer uma base para um maior entendimento dos processos identificados em uma conceituação específica. Numa análise de sensibilidade torna-se necessário entender a finalidade da análise e a definição dos coeficientes de sensibilidade envolvidos. Numa abordagem para a análise de sensibilidade inclui a incerteza de parâmetros, o conjunto de ferramentas ou procedimentos para a realização da análise com a estimativa de

incerteza dos parâmetros de entrada. Para esse estudo a escolha do modelo e aplicação ao cenário pesquisado estão descritos na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Condições locais e seleção do modelo capaz de simular tal condição (Williams *et al*, 1998)

Condição local	Modelo					
	SCS	*Philip	Green-Ampt em camada	Green-Ampt explícito	Green-Ampt em fluxo constante	Infiltração/exfiltração
Superfície de empoçamento	N	N	S*	S*	N	N
Escoamento superficial	S*	N	N	N	N	N
Chuva e irrigação	S*	N	N	N	S*	S*
Múltiplas camadas	N	N	S*	N	N	N
Umedecimento e evaporação	N	N	N	N	N	S*
Perfil de solo homogêneo	S*	S*	S*	S*	S*	S*
Cobertura vegetal	N	N	N	N	N	S*

*Calcula a i (taxa de infiltração em função do tempo) e I (infiltração acumulada); S=sim e N=não.

Segundo os autores, um passo importante no modelo é a estimativa dos parâmetros de entrada. Devido a melhorias nos *softwares* e *hardwares*, a utilidade dos modelos numéricos articula cada vez mais sobre a disponibilidade de parâmetros de entrada precisos. A abordagem para a obtenção de parâmetros de entrada na modelagem numérica inclui: observações e medições de campo, medições experimentais, ajuste de curva, e cálculos teóricos. A Tabela 2.6 e a Tabela 2.7 fornecem uma lista de parâmetros de entrada requeridos para o uso dos modelos discutidos neste documento. A maioria dos valores médios dos parâmetros necessários para estes modelos podem ser encontrados na literatura. Os valores dos parâmetros típicos são apresentados nesta tabela para as condições de solo comuns, no entanto, é sempre uma boa prática a obtenção dos valores específicos do local de interesse. A seleção dos parâmetros é de acordo com cada um dos modelos como apresentados nas tabelas.

Tabela 2.6- Lista de parâmetros de entrada para a execução dos modelos de infiltração (Williams *et al*, 1998)

Parâmetro	Símbolo	Valores típicos ou método	Modelo requerido	Pesquisa e data	
Parâmetro derivado da estatística	F_w	0,254 a 228,6 (cm) (0,1 a 90")	SCS	USDA –SCS (1972)	
Precipitação diária	P	0,254 a 25,4 (cm) (0,1 a 10")	SCS	Estação meteorológica	
Duração da infiltração	t	Específico do local	Todos os modelos exceto para SCS		
*Sorvidade	ψ	0,1 a 1 cm/h ^{1/2}	Philip's termos	dois	Philip (1969); Jury et al (1991)
Constante empírica	A	Calculado	Philip's termos	dois	Philip (1969) e Hillel (1982)
Condutividade hidráulica saturada	K_s	1x10 ⁻⁵ a 60 (cm/h) ou medido	Todos os modelos exceto para SCS		Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)
Condutividade hidráulica saturada da camada n	K_s	Específico do local ou medido	Modelo de Green Ampt para sistemas de camadas	Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)	

*Sorvidade é a capacidade do solo de absorver água na sua condição inicial de umidade. ((T^{1/2}) é baseado numa série de potência da Eq. Richards).

Tabela 2.7- Lista de parâmetros de entrada para a execução dos modelos de infiltração (Williams *et al*, 1998).

Espessura da camada <i>i</i>	Z	Medido	Modelo de Green Ampt para sistemas de camadas		
Potencial de carga enquanto a frente de molhagem atravessa a camada n	H_n	Específico do local ou medido	Modelo de Green Ampt para sistemas de camadas	Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)	
Mudança no conteúdo de água dentro da camada n	$\Delta\theta$	Específico do local ou medido	Modelo de Green Ampt para sistemas de camadas	Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)	
Conteúdo volumétrico saturado de água	θ_s	Medido 0,3 a 0,5 cm ³ /cm ³	Green Ampt explicito e fluxo	Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)	

Espessura da camada i	Z	Medido	Modelo de Green Ampt para de camadas constante de Green Ampt
Conteúdo volumétrico inicial de água	θ_0	Específico do local ou medido	Green Ampt Breckenridge <i>et al.</i> (1991); Carsel and Parrish (1988); Hillel, (1982); Li <i>et al</i> (1976)
Pressão capilar da frente de molhagem	h_n	Calculado	Infiltração/Exfiltração
Constante de aplicação da taxa	r	medida	Infiltração/Exfiltração Hillel (1982) e); Jury et al (1991)
Profundidade da bacia	h_s	Específico do local	Infiltração/Exfiltração
Fração vegetal	M^*		Eagleson (1978)
Taxa de transpiração	E_v	medida	Eagleson (1978)
Sorvidade de infiltração	S_i	Eagleson's Report	Eagleson (1978)
Sorvidade de exfiltração	S_e	Eagleson's Report	Eagleson (1978)

Os procedimentos de análise de sensibilidade foram ilustrados por meio de dois conjuntos de dados experimentais relatados para o modelo de Philip dois termos. Resultados de sensibilidade são usados para quantificar a incerteza de previsão do modelo devido à incerteza de parâmetros de entrada. Os resultados indicaram que a sorvidade (sucção) é o parâmetro de entrada mais sensível e importante para a infiltração e previsão da taxa de infiltração considerando a superfície do solo, e a incerteza de sorvidade dos dados de sucção contribui significativamente para a incerteza da previsão da infiltração na fase inicial da infiltração. O estudo mostrou os problemas gerados pela impermeabilização nas cidades atendendo às necessidades de infraestrutura e outras construções nas áreas urbanizadas. E, mostrou também que a adoção de projetos sustentáveis pode minimizar os problemas, gerenciando os fluxos das águas pluviais nas áreas urbanas. Para tanto, faz-se necessário conhecer as variações espacial e temporal local envolvendo as alterações climáticas encontradas nas áreas urbanizadas e também as características do perfil de solo envolvido com a infiltração de água.

2.7.3 GREGORY (2004)

Realizou pesquisa de um modelo de poço de infiltração que foi parametrizado, utilizando experimentos de campo. O desempenho do poço de infiltração foi então simulado com dados de precipitação medidos de quatro anos. Nesse estudo verificou-se que o poço, eficazmente, infiltrou o escoamento de um telhado, o sistema apresentou apenas uma falha com um único transbordamento do sistema durante esse período.

Esse estudo propôs um modelo de poço de infiltração que foi desenvolvido para simular o sistema hidráulico e processos hidrológicos que ocorrem em um lote. O modelo de poço de infiltração utilizado comparou a eficácia de quatro cenários na gestão de águas pluviais, para cinco eventos de precipitação. Os resultados das simulações mostraram que promover a infiltração em um lote, utilizando poço de infiltração modelo, pode ser um método eficaz para o gerenciamento de águas pluviais, em escala de lote ou fração do parcelamento urbano.

2.7.4 REIS (2005)

Analizou a eficiência de um poço de infiltração instalado para infiltrar a água de um telhado com 125 m², lançado em um poço de infiltração com diâmetro 1,10m e profundidade de 1,30m, o poço foi revestido com manilha de concreto para dar estabilidade às paredes do poço e as manilhas foram perfuradas para permitir a saída da água durante a infiltração. Outro poço de infiltração, com diâmetro de 0,30m e mesma profundidade foi instalado para fazer uma comparação entre os dois resultados. O perfil do solo foi caracterizado como uma areia argilo siltosa, solo originário das rochas xistosas caracterizado como um solo residual jovem, apresentou limite de liquidez (w_L) variando entre 28 a 32 % e limite de plasticidade (w_P) variando de 23 a 26% ao longo do perfil (0 a 1,7m). De acordo com os testes de campo, o autor concluiu que o poço de diâmetro 1,10m teve um desempenho de 4 a 19 vezes superior ao poço de diâmetro 0,30 m, ambos com mesma profundidade. Os testes de infiltração inicialmente foram com o poço com carga total e em seguida, durante um ano, foram considerados os volumes precipitados em cada chuva. Concluiu ainda que a colmatação da manta geotêxtil que revestia o poço na interface solo e tubo e solo fundo, embora tenha apresentado uma diminuição de 32% na sua capacidade de infiltração não impede a passagem da água para o solo. Isso porque a capacidade de absorção do solo é bem inferior à da manta geotêxtil, garantindo

satisfatoriamente o funcionamento do sistema poço de infiltração. O autor também verificou o risco de colapso no perfil analisado concluindo que o solo não apresenta colapsividade que impeça o uso desse sistema na área.

2.7.5 EMERSON (2008)

O objetivo da pesquisa foi de investigar os aspectos da infiltração de águas pluviais com a intenção de melhorar a previsão de desempenho de projetos na implementação das práticas de infiltração, oferecendo à comunidade de engenharia conclusões e recomendações de projetos, construções e operação de sistemas de infiltração para o controle sustentável de águas pluviais.

O autor analisou três sistemas de infiltração para o controle de águas pluviais na fonte: uma base de concreto permeável (PCIB), um jardim de *Bio Infiltration* tipo *Traffic Island* (BTI) e uma trincheira de infiltração (IT). Os sistemas foram analisados considerando as condições de contorno que envolve cada domínio. Os testes foram feitos utilizando o infiltrômetro e considerando todos os limites do anel como condição de não fluxo, exceto a superfície do solo no interior do anel. Dessa forma, a superfície infiltrante foi de 6 polegadas (igual ao diâmetro do anel utilizado no teste). Foram consideradas áreas na lateral e na profundidade de influência da infiltração. Em relação ao solo, foram especificadas suas propriedades.

Como parte de uma análise de sensibilidade foram incluídos os parâmetros de ajuste da curva característica do solo de Van Genuchten com base em diferentes níveis de entrada. Os dados dos solos de cada sistema de infiltração e os parâmetros das curvas características são apresentados na Tabela 2.8. Cada solo foi considerado homogêneo, isotrópico e isotérmico.

Tabela 2.8 – Resumo dos parâmetros de van Genuchten para os três sistemas de infiltração (Emerson, 2008)

Sistema de infiltração	Classificação do solo (USDA)	k_{sat} (in/h)	Porosidade	θ_p	α	β
PCIB	Argila	0,1975	0,3991	0,0609	0,3383	1,4737
BTI	Areia argilosa	0,6275	0,3870	0,0387	0,8138	1,4484
IT	Argila arenosa	1,7244	0,3904	0,0485	1,0577	1,7466

Uma análise de sensibilidade básica foi realizada para determinar a importância relativa dos parâmetros não saturados do solo como conteúdo inicial de umidade e a condutividade saturada como dados de entrada na base de um infiltrômetro de anel. Especificamente, a análise de

sensibilidade tem o objetivo de determinar a influência relativa que esses parâmetros têm sobre a taxa de infiltração sob carga quase constante em um teste de infiltração.

O autor concluiu que inicialmente a umidade inicial tem maior influência no processo de infiltração e que passado esse tempo e nos instantes que se seguem à medida que a frente de molhagem avança e o potencial do gradiente de umidade diminui, o processo passa a ser governado pela condutividade hidráulica saturada. Esse estudo ainda simulou a energia de transporte do fluido e propôs um modelo de infiltração de sistemas para controle de águas pluviais sustentáveis para cada um dos sistemas estudados e ainda fez recomendações sobre os projetos desses sistemas.

2.7.6 LEÃO CARVALHO (2008)

Analisou uma série de sistemas de infiltração entre eles poços de infiltração de diâmetro de 0,20 m a 1,25 m com e sem revestimento. O revestimento utilizados nos poços foram: manilha de concreto com perfurações para o poço de diâmetro 1,10 m externo; tijolo assentado em crivo para poços com diâmetro de 0,82 m e de 1,25 m; todos revestido com uma manta geotêxtil entre a manilha ou tijolo e o solo das paredes e fundo dos poços. Os poços piloto foram testados sem nenhum revestimento. Todos os poços foram testados com profundidade de 2,5 m, os resultados dessa pesquisa atenderam os objetivos com resultados satisfatórios. Nessa área de pesquisa ainda foram instaladas uma bateria de quatro estacas revestidas com geotêxtil tubos PVC, perfurados para facilitar a saída da água para o solo, também foi utilizada a manta geotêxtil com a mesma função anterior. Também foi construída uma cava tipo *Matsuo* apresentada em ABGE (1996). O estudo levou em conta o risco de colapso, variação de umidade do perfil e nível do lençol freático entre as estações chuvosas e secas, respectivamente.

A cava *Matsuo* apresentou baixo desempenho e teve na superfície do fundo da vala um alto nível de colmatação pela deposição de partículas muito finas, sugerindo que alguma medida precisa ser adotada nesses casos para evitar esse tipo de problema. Quanto ao monitoramento de quatro estacas preenchidas com brita, concluiu-se que o sistema apresentou maior dificuldade para ser ensaiado com resultados menos sensível à estação do ano e ao processo de teste e com menor confiabilidade dos resultados finais.

2.7.7 LEÃO CARVALHO (2009A) E LEÃO CARVALHO (2009B)

Realizou novos estudos em área com outro perfil de solo da cidade de Goiânia localizada na região sudoeste, em um perfil de solo originário das rochas micaxisto, mas com um alto grau de intemperismo. Na área foram analisados os poços de pequeno diâmetro (0,20 m), chamados poço piloto e poços de grande diâmetro (1,20 m), chamados poços grandes, ambos com a profundidade de 2,50m. Esse estudo apresentou bons resultados e um projeto foi proposto e executado para o controle das águas pluviais locais. O sistema foi projetado para controlar as águas pluviais geradas pela impermeabilização da área na implantação do empreendimento. O projeto foi feito com a associação de trincheiras e poços de infiltração construídos ao longo das vias do condomínio. O volume excedente gerado no sistema foi criteriosamente lançado por meio de multi-lançamentos, composto por seis pontos diferentes de lançamento, distribuídos ao longo da divisa do lote limítrofe da margem direita do córrego. Cada lançamento tinha distância de, no mínimo, 15 m do ponto subsequente. Esses lançamentos foram feitos nas margens do Córrego Cascavel à uma taxa máxima de 6,5 litros por segundo, por ponto. Esse projeto encontra-se em uma das áreas dessa pesquisa, campo experimental II. O sistema tem apresentado desempenho superior a 95%, de acordo com monitoramento das três últimas estações chuvosas.

O projeto foi premiado por suas características de desenvolvimento sustentável na 10ª Edição do Prêmio Crea Goiás de Meio Ambiente (Goiânia-Go), classificado em 1º lugar na modalidade Arquitetura e Urbanismo. Premiado em 1º lugar no Prêmio Brasil de Engenharia, 2011 na área temática de Saneamento e Recursos Hídricos, categoria profissional, promovido pelo Sindicato dos Engenheiros no Distrito Federal e Instituto Atenas de Pesquisa e Desenvolvimento com Apoio Oficial PNUMA (Programa das Nações Unidas para o Meio ambiente), MCTI (Ministério da Ciência e Tecnologia e Inovações), CAPES/MEC (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível superior), FNE (Federação Nacional dos Engenheiros), GDF (Governo do Distrito Federal), ABC (Academia Brasileira de Ciências), SBPC (Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência) e CNI (Confederação Nacional da Indústria).

2.7.8 GARCÊS (2010)

Na área mesma área estudada por Leão Carvalho (2009a e 2009b), Garcês (2010) realizou uma pesquisa enfocando as características não saturadas do solo com determinação da CCSA e da permeabilidade não saturada do perfil. Utilizou os dados do campo de Leão Carvalho (2008), solo com origem das rochas granulíticas e fez uma comparação entre o campo estudado em solo de micaxisto altamente intemperizado. As simulações foram feitas com a combinação dos parâmetros do solo granulitos incluindo dados do solo de Leão Carvalho 2008: porosidade, valor de entrada de ar, inclinação da curva característica, permeabilidade saturada, e as combinações das variações dos parâmetros e as mesmas considerações para Garcês (2010) levando em conta que a CCSA do solo micaxisto apresentou-se na forma bimodal e a permeabilidade não saturada do solo.

Foram adotadas, nesse estudo, várias simulações numéricas para reproduzir a situação de campo observada nas duas áreas. Para tanto os parâmetros dos dois solos foram parametrizados e verificada a influência de cada um dos parâmetros em relação ao tempo de infiltração e a distância entre o fundo do poço e o nível do lençol freático local, tanto na estação seca como na estação chuvosa. Dentre os parâmetros avaliados a condutividade hidráulica saturada foi, em todos os casos, a propriedade do solo que causou maior impacto no desempenho da infiltração nos poços. O valor de entrada de ar foi a segunda propriedade de maior impacto. Isso quando não é considerada correlação entre as propriedades, pois nesse caso o valor de entrada de ar, a inclinação da curva característica e a porosidade têm impactos semelhantes, em outras palavras, quando é eliminada a incerteza de cada uma destas propriedades e mantida as demais, a incerteza global do modelo não se altera expressivamente.

2.7.9 PEIXOTO (2011)

Realizou análise paramétrica em poços de infiltração instalados no solo não saturado. De acordo com essa análise, ficou demonstrado que a condutividade hidráulica do solo saturado é o parâmetro com maior relevância no processo de infiltração de águas em poços. O objetivo da pesquisa era o dimensionamento de poços de infiltração para controle de águas pluviais urbanas.

O autor testou uma de bateria poços de infiltração em um perfil de solo chamado solo (C) com as características: limite de liquidez (w_L) de 34%, limite de plasticidade (w_P) de 22%,

porosidade (n) de 55%, saturação (S_r) de 52,1% e K_{sat} (K_s)= $1,6 \times 10^{-6}$ m/s, localização do lençol freático a 10,0m de profundidade. Os poços testados tinham as seguintes características em relação ao diâmetro e profundidade de acordo com a Tabela 2.9.

Tabela 2.9- Características do poços (Peixoto, 2011)

Poços de infiltração	Diâmetro (m)	Profundidade (m)
P1	0,25	1,00
P2	0,25	2,50
P3	0,50	1,00
P4	0,50	2,50
P5	1,00	1,00
P6	1,00	2,50
P7	2,00	1,00
P8	2,00	2,50

Nas análises paramétricas foram utilizadas as funções de condutividade hidráulica de outros dois solos chamados de solo A (areia) e solo B (silte argiloso), ambos do banco de dados do SEEP/W, programa utilizado nas análises. Além desses, outros três solos foram analisados: solos D (areia uniforme), E e F, ambas areias finas argilosas, caracterizados por Alfaro Soto (1999). Os dados de entrada no programa foram permeabilidade saturada e dados da curva característica como: os parâmetros de ajuste da CCSA (a , n , m adotados por Fredlund e Xing, 1994) e permeabilidade saturada do solo. Os poços foram testados apenas durante o enchimento, considerando o tempo inicial do teste quando a água começou a aflorar no fundo do poço, com medida do volume consumido correspondente ao volume infiltrado no solo não saturado.

O autor concluiu que o parâmetro que mais interfere no comportamento da infiltração de água em poços é a condutividade hidráulica saturada k_{sat} . Para os mesmos valores de k_{sat} , as interferências do parâmetro α da equação de Gardner (1958) e do formato da função condutividade hidráulica, no processo de infiltração em poços, mostram pouco relevantes. O mesmo se observa em relação aos parâmetros da CCSA.

O autor apresenta uma técnica de dimensionamento de poços de infiltração que possibilitou estimar o volume de água infiltrada em um poço em função do tempo de precipitação e do coeficiente de permeabilidade do solo.

2.7.10 LEE (2011)

Considerou que a solução de Green-Ampt utilizando a equação de Richards é uma solução com base na física que é apropriada para infiltração de fluxo transiente, mostrando-se de fácil parametrização e de simples solução devido às aproximações para desenvolver a solução. O modelo de Green-Ampt foi reconhecido e disponibilizado para utilização no estudo de águas pluviais utilizando o Storm Water Management Model (SWMM) adotado pelo EPA (Agência de Proteção Ambiental Americana) para armazenamento em bacia, que pode ser utilizado para os modelos de medidas de controle de águas pluviais (SCMs).

No entanto, o autor considera que, o modelo de Green-Ampt utilizado apresenta algumas deficiências para bacias hidrográficas. Para corrigir essas deficiências, foram feitas adições ao modelo explicando a forma da bacia e a profundidade da água na mesma, solos em camadas, bem como a variabilidade da infiltração devido à temperatura (variabilidades do tamanho da chuva e variação da umidade do solo que são inerentes à solução de Green-Ampt).

O modelo modificado de Green-Ampt foi correlacionado com dados de dois jardins distintos de bioinfiltração de chuva no campus da Universidade de Villanova, mostrando que o modelo é capaz de prever os processos de infiltração numa ampla gama de condições. Os dados provenientes dos locais foram analisados para mostrar que cerca de metade da variabilidade natural da taxa de infiltração provém de uma combinação de tamanho da chuva e da variação da temperatura, no mais, a variabilidade decorre das condições de umidade do solo. As correlações também produziram uma distribuição limite inferiores das condições de umidade do solo, que mostram que os valores típicos para os parâmetros de infiltração na solução de Green-Ampt são estimativas conservadoras de engenharia, 95% para os locais analisados.

Portanto, este estudo conclui que o método Green-Ampt, uma vez modificado para explicar dependência da temperatura, das camadas de solo e da profundidade da água e da dependência de forma, é completa e precisa para uso na previsão das taxas de infiltração no SCM, especialmente para as condições conservadoras da umidade do solo. Recomenda-se que essas modificações sejam incorporadas no programa SWMM USEPA para uso generalizado.

Outra possibilidade é quando o solo é heterogêneo e a camada superior tem condutividade hidráulica menor do que a camada inferior. Isso é mais difícil modelar, pois a frente de

molhagem vai quebrar nesse ponto. Nesse caso é a camada superior que irá comandar o processo de infiltração da camada inferior, embora a mesma tenha maior capacidade de infiltração.

O autor utiliza um modelo de sensibilidade aplicado a todos os componentes de trabalho para verificar a sensibilidade de cada um dos parâmetros. Se um parâmetro do modelo é muito sensível, então isso requer um conhecimento preciso desse parâmetro. Se, por outro lado, um parâmetro é muito insensível, por vezes, ele pode ser totalmente eliminado do modelo. A sensibilidade deve ser avaliada em termos de incerteza de entrada de dados no modelo, e como essa incerteza afeta os resultados do modelo: neste caso, a taxa de infiltração média é o dado de saída do modelo mais importante. Os dados de entrada do modelo são as propriedades do solo: a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}), a sucção matricial inicial (ψ), e o teor de umidade volumétrica inicial do solo (θ) - tal como determinado por meio da curva característica de água no solo (CCSA) e a forma da bacia.

Nesse estudo, a análise de sensibilidade foi aplicada às propriedades do solo para um jardim de bio-infiltração que tem a forma de uma calha retangular, em que a parte inferior e área de topo são especificadas, e a linearidade entre a área em relação à profundidade. A forma do jardim foi tal que a proporção de comprimento para largura não afeta os termos do modelo. A chuva hipotética adotada e o hidrograma utilizado foi de um número redondo de 25,0mm de chuva selecionados aleatoriamente a partir dos dados coletados da ilha de Villanova. O volume de fluxo a partir deste evento de chuva, a forma e a altura da bacia foram escolhidos. Os valores de condutividade do solo foram tomados a partir de Rawls *et al* (1992), e o CCSA é um modelo parametrizado de Van Genuchten encontrados no USDA (Departamento de Agricultura Americano) para classificação do solo, (Rosetta Schaap, 1999). Na análise de sensibilidade, a condutividade hidráulica saturada (K_{sat}) é um fator importante esperado na sensibilidade na determinação da taxa de infiltração. Para este estudo, as propriedades do solo de base foram de uma areia argilo siltosa com permeabilidade (K_{sat}) igual a $8,0 \times 10^{-7}$ m/s e utilizou a permeabilidade de um silte arenoso com permeabilidade de $1,67 \times 10^{-5}$ m/s para demonstrar que os resultados são válidos para todos os tipos de solo. Em cada caso a sucção matricial adotada foi de 20 kPa, considerado um valor um pouco inferior ao da capacidade de campo que é de 33 kPa. De acordo com a simulação, o autor conclui que a permeabilidade saturada é o parâmetro mais importante para a entrada no modelo. Importância especial deve ser dada à variação de

temperatura, pois uma mudança de 10°C na temperatura resultou em numa mudança de 25 a 30% no valor da permeabilidade, produzindo uma variação de 20 a 25% taxa de ressecção do solo.

Analisando a sensibilidade da CCSA o autor concluiu que esta, em particular, não é sensível ao tipo de análise escolhido, o que é interessante para o engenheiro de projeto que provavelmente não terá um resultado de CCSA para seu solo, mas que, no entanto, poderá usar uma distribuição de tamanho de grão na determinação da CCSA de acordo com Fredlund *et al.*, 2002. Na hipótese da solução completa da Equação de Richard, em vez de solução a Philip, é provável que necessitaria das CCSAs e da função de permeabilidade do solo que certamente seria mais sensível segundo Fredlund (2006), para fins práticos, é bom que o CCSA tenha uma baixa sensibilidade. A rigor, mudanças na CCSA também afetarão a infiltração em zonas de solo múltiplas camadas de solo onde mudanças no conteúdo volumétrico de água (θ) afeta o espaço poroso disponível e no momento que a infiltração da água atingir a zona do segundo solo.

O outro efeito da forma bacia vem através do termo carga hidráulica e profundidade. A profundidade pode se tornar importante para as grandes bacias de infiltração (profundidade superior a 1,0m). Infelizmente, deixando de fora, este termo como é adotado no SWMM a solução é sempre não conservadora, uma vez que a profundidade média é sempre menor do que a profundidade máxima. Apesar ser uma medida não conservadora, ignorar a profundidade variável o erro associado é geralmente menor do que a incerteza de outros parâmetros, tais como a condutividade e sucção matricial.

O autor conclui que os modelos de previsão precisos para a infiltração de águas pluviais em medidas de controle não são amplamente encontrada na literatura. Como tal, os dados não são suficientemente disponíveis para modelagem estocástica de taxas de infiltração, e pode nunca o ser. Com base na física de modelagem é geralmente muito difícil a parametrização, por menor que seja, para a utilização da solução Green-Ampt com a simplificação da equação de Richards no intuito de encontrar uma solução.

O autor estudou a utilização do modelo de infiltração de Green-Ampt para medidas de controle de águas pluviais, e achou que fosse um modelo satisfatório em uma ampla gama de condições. O modelo de Green-Ampt está presente e disponível como um modelo de infiltração no

SWMM, no entanto, faltam alguns importantes componentes nesse modelo cuja maior dependência e mais importante é a temperatura e as camadas do solo nos solos heterogêneos, e, de menor importância, a medida da profundidade da água. A análise de dois jardins de chuva ou bioinfiltração mostrou que a adição de dependência da temperatura (juntamente com o efeito de tamanho da chuva - uma natural consequência do modelo) representaria na ordem de 50% da variação natural em taxa de infiltração. O restante da variação vem de mudanças na umidade do solo em cada evento de uma chuva. No entanto, a avaliação da umidade do solo são de maior dificuldade de parametrização. Isto significa que, com as adições recomendadas para o modelo SWMM (zonas de solo, a dependência da temperatura e a medida da profundidade), o modelo de Green-Ampt pode ser útil, preciso, e a solução é baseada na física para infiltração em medida de controle de águas pluviais.

3 CONCEITUALIZAÇÃO E MODELAGEM DO PROCESSO DE INFILTRAÇÃO

Nas áreas urbanizadas a falta de oportunidade para as águas pluviais se infiltrarem no solo é responsável pelo aumento do escoamento superficial e suas consequências. Os fluxos utilizam as ruas como seu principal conduto para o escoamento e junto transportam materiais sólidos e poluentes. Durante as maiores chuvas, sem a possibilidade de infiltrar no solo, os volumosos fluxos interferem vigorosamente nas regiões urbanas e periurbanas, e causam transtornos à população.

Formiga *et. al.* (2012) afirmam que dentro dos processos hidrológicos, após a precipitação, a infiltração é o principal fenômeno relativo à geração do escoamento superficial. No entanto, esse processo é o que sofre mais alterações devido às ações antrópicas, seja pelo desmatamento das áreas, com o desnudamento do terreno e a incrustação do solo, frequente em zonas rurais, seja pela impermeabilização quase total da superfície do terreno por materiais como cimento e asfalto, fatos comuns em regiões urbanas.

Freeze Cherry (1979) utiliza a Figura 3.1 para esquematizar uma superfície de drenagem natural, definida pela topografia e a combinação das áreas superficiais de drenagem e da parcela subterrânea. De acordo com esse modelo, tanto os processos superficiais, formados pela superfície do solo e pela atmosfera, quanto os subterrâneos, formados pelos fluxos subterrâneos, têm igual importância para o ciclo hidrológico de uma bacia ou sub-bacia.

Dentre os processos subterrâneos serão abordados nesse trabalho os processos de infiltração, seguidos da percolação da água no solo, fenômenos de interesse dessa pesquisa, ocorrem nos solos saturados e não saturados.

Para Fredlund e Hardjo (1993), a infiltração e o fluxo interno no maciço de solo são tradicionalmente conceituados considerando a fase ar contínua e em equilíbrio com a atmosfera. Esse recurso considera que o ar do poro pode escapar livre e instantaneamente para a atmosfera, para as pressões do ar no poro constantes e iguais a zero. Essa simplificação é frequentemente justificada considerando que a permeabilidade da fase ar do solo é relativamente elevada.

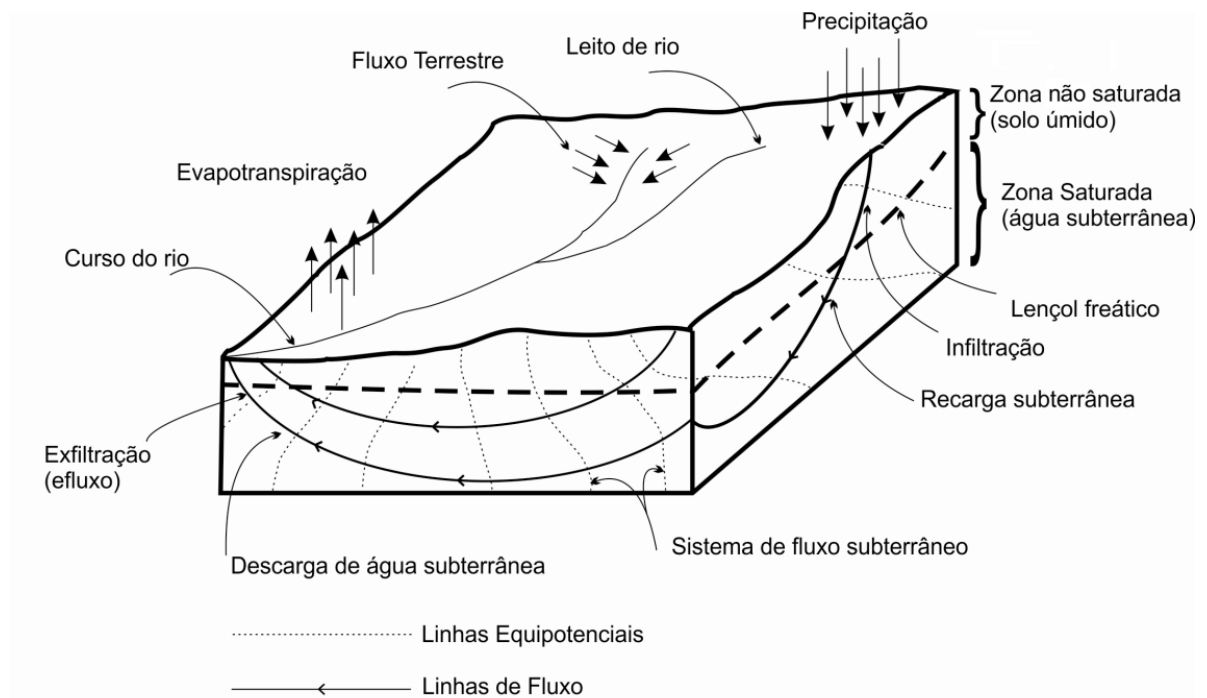


Figura 3.1-Representação esquemática do ciclo hidrológico (modificado de Freeze Cherry, 1979).

A parcela da precipitação que infiltra no solo e em seguida percola através do maciço ocorre em solos saturados e não saturados, tradicionalmente desenvolvidas considerando que a fase ar é contínua e está em equilíbrio com a atmosfera. Este recurso considera que o ar do poro pode escapar livre e instantaneamente para a atmosfera e as pressões no poro-ar são mantidas constantes e iguais a zero no medidor de pressão. Portanto, qualquer alteração na água armazenada nos poros tem influência na poropressão do ar no poro e vice-versa. Esta simplificação é frequentemente justificada porque a permeabilidade do solo é relativamente elevada com a respectiva fase ar. A suposição de pressão poro-ar constante simplifica bem o modelo numérico para o fluxo de fluido.

Numa análise completa e ideal da percolação da água no solo deve-se levar em conta a complexidade do processo devido às variações climáticas, de temperatura (ressecamento da superfície do solo) e de pressões de ar (ocorrência de ar ocluso) entre outras alterações.

O processo de infiltração é representado pelas variáveis taxa de infiltração, que inicialmente é elevada e diminui com decorrer do tempo até o valor da permeabilidade saturada do solo; pela infiltração acumulada, variações do volume infiltrado em determinada superfície do início do processo até um tempo final, considerado. Esse comportamento pode ser analisado na Figura

3.2 onde a curva de infiltração é representada pela curva azul e a infiltração acumulada representada pela curva vermelha.

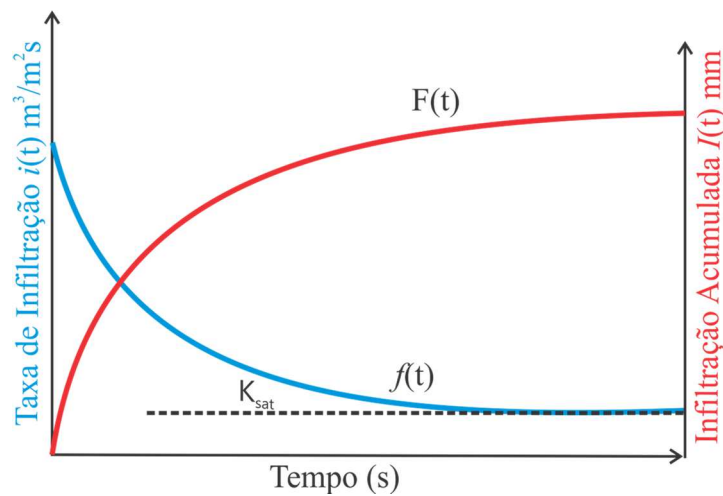


Figura 3.2– Resultado padrão de um ensaio de campo pelo método do infiltrômetro de cilindros concêntricos.

Numericamente, a relação entre taxa de infiltração e total infiltrado é dada pela Equação 3.1:

$$I(t) = \int_{t_0}^t f(t)dt \text{ ou } i(t) = \frac{dI(t)}{dt} \quad (3.1)$$

Onde:

- i = razão em que a água entra na superfície do solo por unidade de tempo (taxa de infiltração);
- t = variação do tempo de infiltração entre o tempo t_0 até um t considerado;
- I = volume total infiltrado no terreno do tempo t_0 até o tempo t considerado.

3.1 PROCESSOS DE INFILTRAÇÃO DA ÁGUA NO SOLO E FRENTE DE MOLHAGEM

O entendimento do movimento da água através da zona não saturada é de grande importância para os tomadores de decisão e a engenharia nas decisões e na avaliação do destino e transporte de água e contaminantes, da gestão das terras agrícolas, e da proteção dos recursos naturais. O processo de movimentação de água é muito dinâmico, mudando drasticamente ao longo do tempo e do espaço. O conhecimento do processo de infiltração é um pré-requisito para a gestão do fluxo de água do solo, e assim o transporte de contaminantes na zona não saturada.

Formiga *et. al.* (2012) descrevem que o movimento da água no solo é governado, conjuntamente, por duas forças: capilaridade e gravidade e o somatório dessas duas forças constitui o potencial hidráulico que direciona o fluxo da água do ponto de menor potencial para o ponto de maior potencial energético.

Nos solos não saturados o potencial capilar é a força mais importante que governa o fluxo e que pode também desviar o fluxo lateralmente. Por outro lado, nos solos saturados os fluxos são governados principalmente pela gravidade.

O movimento da água no solo ocorre de acordo com o movimento simultâneo da água e umedecimento do solo, e a frente de molhagem é provocada pelo aumento da umidade do solo que promovendo um diferencial de umidade como mostra a Figura 3.3. Na Figura 3.3(a) são apresentados os eventos espaciais, cobertura do solo, umidade do solo provocada pela pluviometria e os eventos que ocorrem no interior do maciço do solo: zona de umedecimento do solo, a frente de molhagem e a região do solo não saturado na sua porção acima da influência do lençol freático e não atingida pelas águas que infiltram pela superfície. E na Figura 3.3(b), são apresentadas, esquematicamente, as diversas zonas: saturação, transição transmissão e zona de umedecimento que delimitam a frente úmida ou frente de molhagem que representa a frente de molhagem da letra (a) da figura.

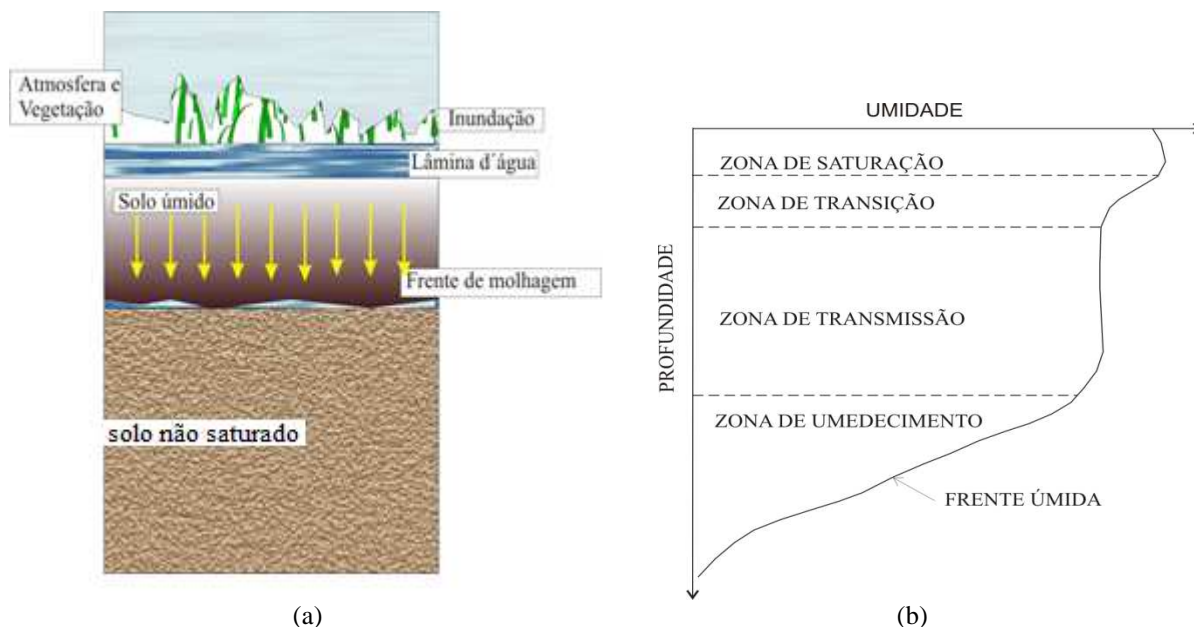


Figura 3.3– Perfil de solo típico com conteúdo de umidade durante o processo de infiltração: (a) Leão Carvalho (2008) e em (b) Esquema do perfil de infiltração (Modificado de Boldman e Coleman (1944) citados por Libardi, 2005).

Houser (2003) descreve que alguns princípios que governam o movimento da água no solo podem ser usados para prever a infiltração. Ademais, afirma que a capacidade de infiltração é a taxa máxima que o solo pode absorver de água e geralmente decresce com o incremento de umidade desse solo. Todavia, se a taxa de chuva ultrapassa a capacidade de infiltração do solo, o excesso torna-se escoamento superficial. À medida que o tempo aumenta desde o início da precipitação, a taxa de infiltração decresce devido ao aumento de umidade do solo e impacto das gotas de chuva na superfície, promovendo o fechamento dos poros do solo até que uma velocidade de infiltração constante é atingida, equivalente à permeabilidade saturada do solo como mostra a Figura 3.4.

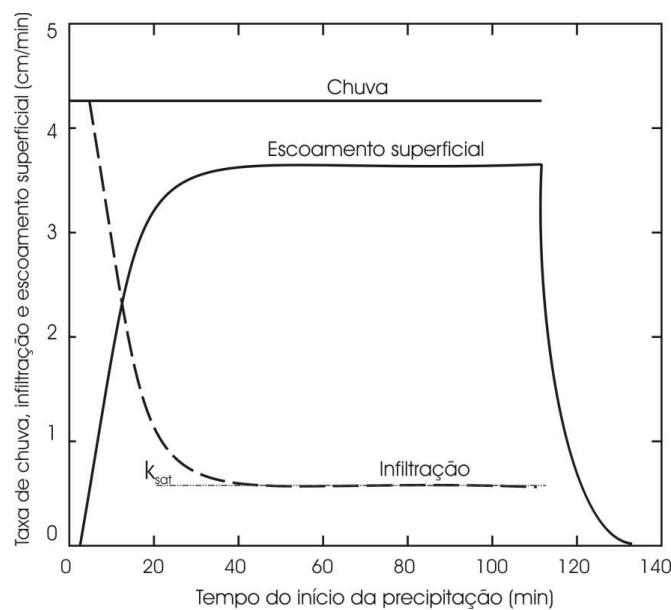


Figura 3.4 – Relação idealizada entre duração da chuva, taxa de infiltração e de escoamento superficial (Modificado de Houser, 2003).

Segundo Snow *et al.* (2012) a infiltração de água em meios porosos não saturados para várias condições climáticas, propriedades físicas e hidráulicas do solo e as condições geológicas são muito complexas, resultando em desafio para simular matematicamente as condições observadas. Um entendimento dos princípios que regem a infiltração e fatores que afetam os processos de infiltração precisa ser atingido. Não está disponível um modelo matemático universal para abordar a infiltração de água para todas as condições de campo e as limitações são identificadas durante o desenvolvimento do modelo e do processo quando apresentados. Na maioria dos modelos de infiltração, a umidade do perfil e o teor de água são considerados constantes. No entanto, sob condições de campo, o conteúdo de água do perfil do solo raramente

é constante e uniformemente distribuído além do que, o perfil de solo no campo pode se apresentar de forma homogênea e heterogênea. Modelos de infiltração desenvolvidos para o perfil de solo homogêneo não podem ser utilizados para perfil de solo heterogêneo sem supor simplificações relativas à heterogeneidade do perfil.

A análise de fluxo de água em solos não saturados é fundamental para o entendimento de mecanismos de infiltração e para o desempenho de sistemas de infiltração e projeto desses sistemas.

3.2 ABORDAGEM DA HIDROLOGIA PARA O PROCESSO DE INFILTRAÇÃO

A infiltração é a parcela mais complexa do ciclo hidrológico, e tem sido foco e um desafio para os pesquisadores da hidrologia e geotecnia. Os primeiros procuram entender as alterações do ciclo hidrológico e suas consequências. Para os geotécnicos, a infiltração deve ser avaliada visando à aplicação na conservação do solo, previsão de enchentes e uso de sistemas de infiltração, estabilidade dos taludes e obras de terra (barragens de terra, aterros) ou obras subterrâneas (redes, túneis, fundações, entre outros), obtenção de parâmetros de projeto de sistemas de drenagem e irrigação.

Formiga *et.al* (2012) enumeram várias metodologias para a determinação da capacidade de infiltração ou o risco de seu uso. O fenômeno pode ser determinado por meio de inúmeros modelos de infiltração propostos pela hidrologia e tem suas aplicações em várias modelagens hidrológicas (SWMM, HEC-HMS, TOPMODEL, Modelo da *Heasted*, Modelo *Mike*, etc.). Esses modelos são classificados em Modelos Empíricos e Modelos Conceituais.

A Tabela 3.1 apresenta modelos empíricos, físicos e matemáticos mais utilizados na avaliação da capacidade de infiltração, desenvolvidos por meio de experimentos ou com base na modelagem física e matemática do fenômeno.

O processo de infiltração pode ser compreendido e modelado utilizando os conceitos de mecânica do contínuo e as propriedades de solos não saturados que estabelecem as características de armazenamento e de percolação de água. Além do fluxo de água, outro mecanismo de fluxo relevante é o fluxo de ar. O ar e a água do solo possuem características tanto de imiscibilidade quanto de miscibilidade. A água pode ser encontrada no ar do poro do

solo na forma de vapor. Ao mesmo tempo, a grande parcela da água, que ocupa os vazios do solo, compete por espaço com o ar livre. As pressões relativas de ambas as fases acabam por interferir no fluxo e no volume armazenado.

A seguir será apresentada a abordagem teórica para a análise dos mecanismos de fluxo citados. Para tanto, serão apresentadas as equações fundamentais no sistema de coordenadas cartesianas e cilíndricas, uma vez que diferentes estruturas de infiltração podem se beneficiar de ambos os sistemas e considerando os principais mecanismos de fluxo. Em seguida, será apresentada uma breve descrição das propriedades de fluxo e armazenamento do solo e das formas de representação geralmente adotadas. Finalmente, será apresentada uma discussão a respeito da interação entre o fluxo de ar e água no solo.

Tabela 3.1- Modelos empíricos, físicos e matemáticos para infiltração.

Autor	Equação	Propostas
Darcy (1856)	$Q = K \cdot A \cdot (h_2 - h_1)/L$	A vazão de um duto é diretamente proporcional à área da seção transversal multiplicada pela diferença de pressão de dois pontos (gradiente hidráulico).
Darcy-Buckingham (1907)	$q = -K(\theta) \frac{d\Psi_t}{dz}$	Descreve movimento da água em meio poroso a partir da equação de Darcy (1856).
Green-Ampt (1911)	$I = -K \frac{(-\Psi - L)}{L} = K \frac{(\Psi + L)}{L}$	Infiltração é governada pelos potenciais matricial e gravitacional.
Equação de Richards (1931)	$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial q}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[K(\theta) \cdot \frac{\partial \Psi_t y}{\partial xz} \right]$	Descreve o fluxo de água em solo não saturado, mostra a variação do teor de água com o tempo. Onde: $\Psi_t y$ = potencial total na direção y.
Horton (1940)	$i = i_c + (i_o - i_c)e^{-at}$ $I = i_c t + \frac{1}{a}(i_o - i_c)(1 - e^{-at})$	Avalia a taxa de infiltração em tempo t=0 e a capacidade limite t=final Infiltração acumulada no período.
Modelo de Philip (1957)	$I = St^{1/2} + At$	Utilizada para cálculo da infiltração em que o tempo se restringe à duração da chuva. Usado para perfis homogêneos e parâmetros constantes.
Modelo SCS (Soil Conservation Service) (1973)	$\frac{I}{S} = \frac{Q}{p - I_a}$	Registra o armazenamento e perda inicial que deve ser superada para que haja escoamento superficial.

3.3 FORMULAÇÃO DO FLUXO DE ÁGUA E AR

A modelagem do fluxo em solos não saturados baseia-se em hipóteses fundamentais adotadas no desenvolvimento teórico, na adoção de variáveis de estado adequadas e de leis fundamentais de conservação de massa. As formulações aqui utilizadas são baseadas na descrição das fases do solo utilizando a mecânica do contínuo. Várias outras hipóteses simplificadoras serão adotadas e apresentadas no decorrer do capítulo.

Uma hipótese simplificadora frequentemente adotada corresponde à consideração da fase ar como estando em permanente contato com a atmosfera, ou seja, os gradientes de pressão de ar são considerados desprezíveis. Tal hipótese, entretanto, não é considerada aqui, uma vez que a interação entre o fluxo de ar e água pode ter papel importante nos processos de infiltração.

Fredlund *et al.* (2012), descrevem que o ar no solo não saturado pode existir de duas formas: tanto na fase ar contínuo quanto na forma de bolhas oclusas de ar, como mostra a Figura 3.5. A fase ar, geralmente torna-se contínua quando o grau de saturação é menor que 85% (Corey, 1957). O fluxo de ar livre através dos solos não saturados começa quando a fase ar torna-se contínua. Quando o grau de saturação é superior a aproximadamente 90% a fase ar existe e geralmente como bolhas de ar oclusas, e o fluxo de ar é reduzido para difusão de ar através da poropressão de água (Matias, 1967) *apud* Fredlund *et al.* (2012), assim como o fluxo de ar é dissolvido por advecção.

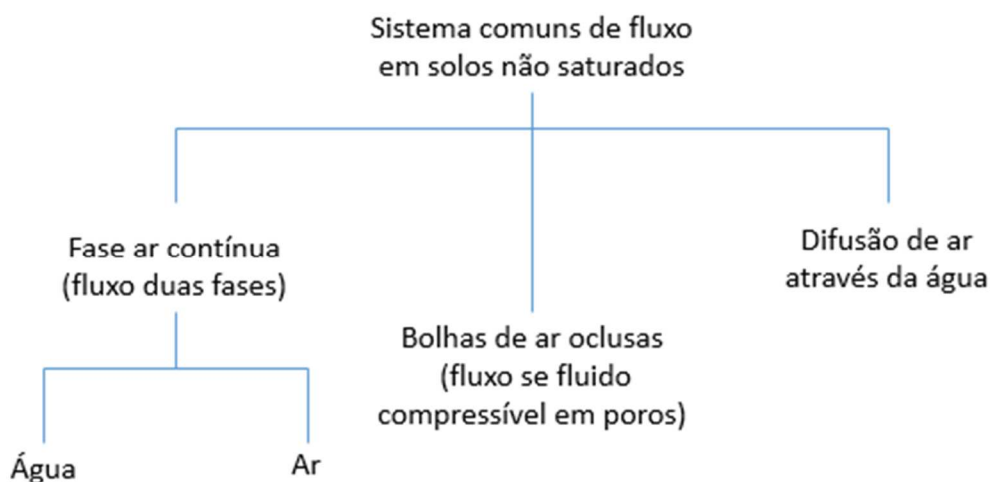


Figura 3.5– Subdivisão do sistema fluxo de ar nos solos não saturados. (Modificado de Fredlund *et al.*, 2012).

Fredlund *et al.* (2012), utilizam a Lei de Fick (1855) para descrever a difusão de gases através de líquidos. Uma forma modificada da Lei de Fick pode ser aplicada ao processo de fluxo de ar. De acordo com primeira Lei de Fick, a taxa de transferência de massa de uma substância difusora através de uma unidade de área é proporcional ao gradiente de concentração da substância difusora. É razoável aplicar esta lei para o fluxo de ar livre através de solos não saturados, o fluxo de vapor d'água na resposta do gradiente de pressão de vapor e a difusão de ar em fluídos como a água.

Scanlon *et al.* (2002), fizeram uma abordagem sobre as diferenças entre o ar e a água em relação às suas propriedades que podem ser comparadas como segue: (1) densidade do ar é muito inferior à densidade do líquido. A densidade do ar varia com a composição, mas geralmente varia de 1 a 1,5 kg/m³ enquanto que a densidade da água está perto de 1000 kg/ m³; (2) embora a água, geralmente, seja considerada incompressível, a incompressibilidade pressuposta não é válida para o fluxo de ar e a densidade do ar depende da pressão ao ar, o que resulta em uma equação não-linear de fluxo; (3) em superfícies sólidas a água é considerada com velocidade zero, a velocidade do ar geralmente não é zero, e as velocidades resultam em derrapagem na parede do tubo ou na superfície das partículas do solo, e este efeito é denominado efeito Klinkenberg (1941) (Figura 3.6); (4), a viscosidade dinâmica do ar é semelhante a 50 vezes menor que a da água, o fluxo de ar pode ocorrer em gradientes de pressão consideravelmente menores; (5) a condutividade do ar é geralmente uma ordem de grandeza inferior à condutividade hidráulica da água ou no mesmo material, porque há diferença de densidade e viscosidade entre os fluidos; (6) por causa do ar molecular, os coeficientes de difusão são cerca de quatro ordens de magnitude maiores que a da água, no fluxo de gases difusivos são geralmente muito maiores do que da água.

Os autores apresentam na Tabela 3.2 valores variados de densidade e viscosidade da água, vapor d'água e ar seco temperatura variando de 0°C a 100°C.

Tabela 3.2 - Valores de densidade e viscosidade da água e do ar em função da temperatura

1Temperatura (°C)	2Densidade da água (kg/m ³)	3Densidade do vapor d'água (kg/m ³)	4Densidade do ar (kg/m ³)	5Viscosidade da água (Pa s)	6Viscosidade do vapor d'água (Pv s)	7Viscosidade do ar seco (Par s)
0	1000	0,005	1,290	1,79x10-03	8,03x10-06	1,73x10-05
10	1000	0,009	1,242	1,31x10-03	8,44x10-06	1,77x10-05
20	998	0,017	1,194	1,00x10-03	8,85x10-06	1,81x10-05
30	996	0,030	1,146	7,97x10-04	9,25x10-06	1,85x10-05
40	992	0,051	1,097	6,53x10-04	9,66x10-06	1,89x10-05
50	988	0,083	1,043	5,48x10-04	1,01x10-05	1,93x10-05
60	983	0,130	0,981	4,70x10-04	1,05x10-05	1,97x10-05
70	978	0,198	0,909	4,10x10-04	1,09x10-05	2,01x10-05
80	971	0,293	0,823	3,62x10-04	1,13x10-05	2,05x10-05
90	965	0,423	0,718	3,24x10-04	1,17x10-05	2,09x10-05
100	959	0,598	0,588	2,93x10-04	1,21x10-05	2,13x10-05

1,3,4 Weast, 1986; 2 Childs e Malsataff (1982), in Hampton (1989); 5,6 White and Ostrom (1996). A pressão de vapor de ar úmido varia de 4,6 mm a 0 ° C a 761 milímetros a 100 ° C.

Scanlon *at al.* (2002) referem-se ao método desenvolvido por Klinkenberg (1941) para medir corretamente a permeabilidade dos gases e dos líquidos. Os fluxos de líquidos e ar em alta pressão média ocorrem de forma laminar sendo válida a Lei de Darcy, condições em que a velocidade dos fluxos na parede do tubo é zero. Já em baixa pressão, significa que o fluxo do ar ocorre e nesse caso não observa a Lei de Darcy, sendo que a velocidade nas paredes do tubo é diferente de zero, como mostra a Figura 3.6.

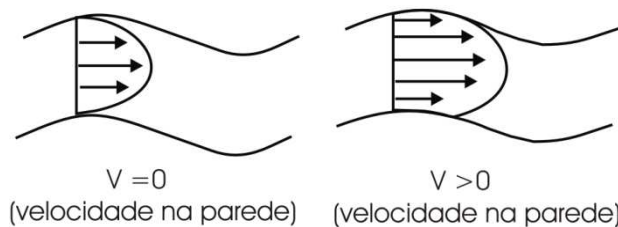


Figura 3.6– Modelo esquemático das velocidades dos fluxos de ar e líquidos em um tubo.

A permeabilidade intrínseca medida por passar o ar através de um meio poroso, K_a , deve ser similar a permeabilidade intrínseca medida por passar água através do mesmo meio poroso saturado K_w . No entanto, a passagem de ar não deve se comportar de forma muito semelhante ao fluxo de água porque a velocidade do ar em fronteiras sólidas de um poro não é zero como ocorre com a água, exceto quando o ar se encontra sob alta pressão. Assim como é o caso da passagem da água pelo mesmo poro. A permeabilidade intrínseca medida usando o ar (K_a) aparentará ser maior do que a medida usando a água, como mostra a Figura 3.6. Essa diferença

no comportamento de fluxo “deslizamento do ar” nas paredes do tubo é chamada “efeito Klinkenberg”.

O coeficiente de permeabilidade do ar sob condições secas (K_a) é geralmente considerado como constante por simplificação. No entanto, a permeabilidade intrínseca varia com a pressão de ar absoluta no poro, e isso também é parte do efeito de Klinkenberg. A relação aproximada da Equação 3.2, é dada a seguir:

$$K_a = K_\infty \left(1 + \frac{b}{u_a} \right) \quad (3.2)$$

Onde:

- K_a = medida da permeabilidade intrínseca usando o ar;
- K_∞ = permeabilidade intrínseca da fase ar usando o ar em alta pressão,
- b = parâmetro representativo do meio poroso.

Heid *et al.* (1950) propuseram uma relação empírica entre o K_∞ e b infinito e para b baseado em dados experimentais como mostra a Equação 3.3..

$$b = 0,147 K_\infty^{-0,39} \quad (3.3)$$

Para a modelagem do fluxo de água e ar em solos não saturados é apresentada, a seguir, uma sequência de equações formuladas por Gitirana *et al.* (2012) enfocando o fluxo de água e ar considerando: a conservação de massa e calor, armazenagem de água e ar no solo, leis de fluxo, equações diferenciais parciais que governam o fluxo de água e ar, condições de fronteiras especiais e de fronteiras típicas em problemas de infiltração e comentários sobre a interação entre o fluxo de ar e água.

3.3.1 CONSERVAÇÃO DE MASSA E CALOR

As equações diferenciais que regem a conservação de massa de água e de ar são adotadas considerando um elemento de solo infinitesimal representativo apresentado na Figura 3.7. As equações de conservação são obtidas considerando a diferença entre as taxas de fluxo que entram e saem do elemento de solo, igualando esta diferença à taxa de mudança de quantidade

de massa armazenada no elemento de solo. As Equações 3.4 e 3.5 são obtidas considerando coordenadas cartesianas e cilíndricas, respectivamente:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\partial q_z}{\partial z} = \frac{1}{V_0} \frac{\partial M}{\partial t} \quad (3.4)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial(rq_r)}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial q_\theta}{\partial \theta} - \frac{\partial q_y}{\partial y} = \frac{1}{V_0} \frac{\partial M}{\partial t} \quad (3.5)$$

Onde:

- q_i = ρv_i ; taxa de fluxo total de massa (água ou ar) na direção i , através de uma seção unitária de solo;
- ρ = massa específica;
- v_i = taxa de fluxo de volume (água ou ar) na direção i , através de uma seção unitária de solo;
- V_0 = volume de referência, $V_0 = dx dy dz$;
- M = Massa (água ou ar) armazenada no elemento de solo infinitesimal;
- t = tempo.

3.3.2 ARMAZENAGEM DE ÁGUA E AR NO SOLO

A relação constitutiva para a quantidade de água armazenada nos poros do solo é normalmente dada em termos volumétricos, desprezando a compressibilidade da água. As mudanças no volume de água armazenado podem ser escritas em função das variáveis de estado de tensão do solo e da variação de volume total, como mostra a Figura 3.7(a), para as coordenadas cartesianas e Figura 3.7(b) para as coordenadas cilíndricas.

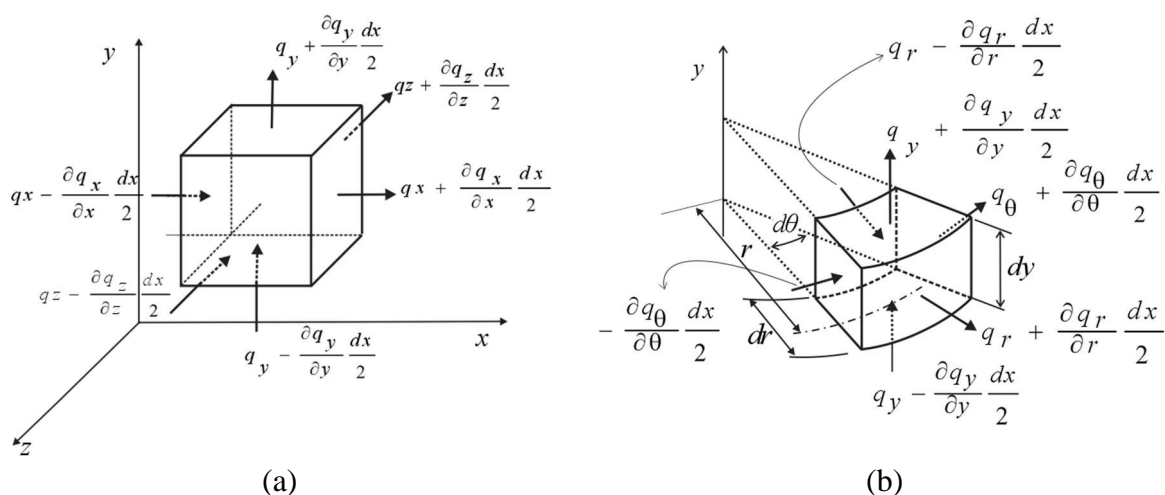


Figura 3.7– Elemento infinitesimal representativo do solo e os componentes de fluxo, q, nas faces do elemento: a) coordenadas cartesianas e b) coordenadas cilíndricas

As Equações 3.6 a 3.8 são baseadas na hipótese de que as mudanças no volume de água armazenada dependem das mudanças no estado de tensão, definido por duas variáveis de tensão independentes. A utilização de superfícies de estado (i.e., funções tridimensionais dependentes de $(\sigma_{méd} - u_a)$ e $(u_a - u_w)$) para o índice de vazios e grau de saturação oferece um método eficiente para a obtenção dos coeficientes das equações. A superfície de estado de armazenagem de água, quando representada apenas como função da sucção matricial, é conhecida como curva característica.

As equações apresentadas permitem uma transição contínua entre a condição saturada e a não saturada. À medida que o solo se torna saturado, os efeitos das variações de sucção matricial e das variações da tensão líquida média se tornam iguais (i.e., $m_1^s = m_2^s = m_1^w = m_2^w$). Consequentemente, para condições saturadas, as variações de volume de água armazenado são iguais às variações de volume total.

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_{méd} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (3.6)$$

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s d(\sigma_{méd} - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad (3.7)$$

$$\frac{dV_w}{V_0} = \beta_1^w \frac{dV_v}{V_0} + \beta_2^w d(u_a - u_w) \quad (3.8)$$

Onde:

V_w	=	volume de água armazenado
V_v	=	volume de vazios;
m_1^w	=	$\frac{S}{1+e_0} \frac{de}{d(\sigma_{méd} - u_a)} + \frac{e}{1+e_0} \frac{dS}{d(\sigma_{méd} - u_a)}$
m_2^w	=	$\frac{S}{1+e_0} \frac{de}{d(u_a - u_w)} + \frac{e}{1+e_0} \frac{dS}{d(u_a - u_w)}$
m_1^s	=	$\frac{1}{1+e_0} \frac{de}{d(\sigma_{méd} - u_a)}$
m_2^s	=	$\frac{1}{1+e_0} \frac{de}{d(u_a - u_w)}$
S	=	grau de saturação;
e	=	índice de vazios;

$(\sigma_{\text{mean}} - u_a)$	=	tensão líquida média;
$(u_a - u_w)$	=	sucção matricial;
σ_{mean}	=	Tensão total média;
u_a	=	poropressão de ar;
u_w	=	poropressão de água;
β_1^w	=	m_1^w / m_1^s
β_2^w	=	$m_2^w - m_1^w m_2^s / m_1^s$

A determinação da quantidade de ar armazenado no solo requer a determinação de duas das variáveis a seguir: V_a , M_a , e ρ_a . A massa específica e o volume de ar armazenados no solo são dados pelas Equações 3.9 e 3.10, a seguir:

$$\rho_a = \frac{M_a}{V_a} = \frac{W_a}{RT} \bar{u}_a \quad (3.9)$$

$$\frac{dV_a}{V_0} = \beta_1^a d\epsilon_v + \beta_2^a d(u_a - u_w) \quad (3.10)$$

Onde:

ρ_a	=	densidade do ar
W_a	=	peso molecular do ar, 28.966
\bar{u}_a	=	pressão total da fase ar, $u_a + u_{\text{atm}}$
u_a	=	pressão de ar
u_{atm}	=	pressão atmosférica
β_1^a	=	$1 - \beta_1^w (1 - H_c)$
β_2^a	=	$-\beta_2^w (1 - H_c)$
H_c	=	coeficiente de solubilidade volumétrica de Henry, V_{ad}/V_w
V_{ad}	=	volume de ar dissolvido na água.

A Equação 3.7 mostra como as características de mudança de volume da fase ar podem ser obtidas diretamente a partir das características de variação de volume da fase água e da medida de variação de volume do esqueleto sólido.

3.3.3 LEIS DE FLUXO

As leis de fluxo estabelecem relações entre medidas de taxa de fluxo e gradientes de potenciais no espaço. Os potenciais podem ser estabelecidos com base na análise da energia armazenada na fase (Bear, 1972). Conforme Gitirana Jr. *et al.* (2006), a água e o ar do solo apresentam fases com características tanto miscíveis quanto imiscíveis. A fase ar pode fluir na forma de ar livre,

na forma de ar dissolvido através da água, ou na forma de ar dissolvido carregado pela água em movimento. A fase água pode fluir na forma de água líquida, na forma de vapor de água em difusão através dos poros preenchidos de ar, ou na forma de vapor de água carregado pela fase ar em movimento. As sessões a seguir apresentarão uma descrição concisa das leis de fluxo.

A taxa de fluxo de água líquida em solos não saturados pode ser descrita utilizando uma generalização da lei de Darcy, em que o potencial é igual ao gradiente de carga hidráulica e a condutividade hidráulica varia com a sucção matricial, $(u_a - u_w)$. A lei de Darcy generalizada pode ser escrita da seguinte forma, como mostra a Equação 3.11:

$$v_y^{wl} = -k^w \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.11)$$

Onde:

v_y^{wl}	=	taxa de fluxo de volume água líquida na direção y através de uma secção de solo unitária
k^w	=	condutividade hidráulica, $k^w = f(u_a - u_w)$
h	=	$u_w / \gamma_w + y$, carga hidráulica
γ_w	=	peso específico da água
y	=	elevação.

A Equação 3.12 pode ser generalizada para qualquer outra direção no espaço, utilizando também o sistema de coordenadas cilíndricas. No caso de materiais anisotrópicos, os fluxos podem ser representados pelos gradientes nas várias direções e pelas condutividades correspondentes, conforme apresentado por Freeze & Cherry (1979).

O fluxo de água no solo pode também ser visto como a soma de vários componentes, correspondentes ao fluxo de água líquida e vapor de água. Os vários mecanismos de fluxo são descritos em detalhe por Gitirana Jr. *et al.* (2006). A Equação 3.12 a seguir descreve a soma de três possíveis mecanismos de fluxo:

$$v_y^w = v_y^{wl} + v_y^{vd} + v_y^{va} = -k^w \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \left(\frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{-u_w}{T} \frac{\partial T}{\partial y} \right) - \frac{k^{va}}{\gamma_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} \quad (3.12)$$

Onde:

- v_y^w = taxa de fluxo total de água na direção y através de uma secção de solo unitária;
 v_y^{vd} = taxa de fluxo de vapor de água na direção y através de uma secção de solo unitária, devido a gradientes de concentração de vapor;
 v_y^{va} = taxa de fluxo de vapor de água na direção y através de uma secção unitária de solo, devido ao fluxo de ar;
 k^{vd} = Condutividade do solo ao vapor de água correspondente à difusão de vapor através da fase ar;
 k^{va} = condutividade do solo ao vapor de água correspondente ao carreamento de vapor pela fase ar em movimento;
 γ_a = peso específico do ar.

A função de condutividade hidráulica (i.e., a função que representa os valores de k^w em função da sucção matricial) pode ser obtida experimentalmente utilizando ensaios de laboratório e campo. A função pode ser obtida também por meio de técnicas aproximadas de estimativa, utilizando o valor da condutividade hidráulica na condição saturada e utilizando a curva característica (Fredlund *et al.*, 1994). A utilização de uma função de permeabilidade constante permite uma transição contínua entre a condição saturada e a condição não saturada.

Conforme explicam Gitirana Jr. *et al.* (2006), o fluxo de ar seco ocorre por meio de dois mecanismos principais. O ar pode fluir na forma de ar livre, devido a gradientes de concentração de ar. Além disso, o ar pode fluir através da água líquida do solo, na forma de ar dissolvido. O ar dissolvido pode se mover devido ao movimento da própria água (i.e., advecção) ou ao fluxo por advecção, que pode ocorrer mesmo quando a água esteja em repouso e deve-se a gradientes de concentração de ar. Gitirana Jr. *et al.* (2006) apresentam as seguintes equações (Equação 3.12) para os vários mecanismos de fluxo de ar no solo:

$$v_y^a = v_y^{af} + v_y^{ad} + v_y^{aa} = -\frac{k^a}{\gamma_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} - \frac{k^{ad}}{\gamma_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} - H_c k^w \frac{\partial h}{\partial y} \quad (3.13)$$

Onde:

- v_y^a = taxa de fluxo total de ar na direção y através de uma secção unitária de solo;
 v_y^{af} = taxa de fluxo de ar na direção y através de uma secção unitária de solo, devido a gradientes de concentração de ar;

- v_y^{ad} = taxa de fluxo de ar dissolvido na direção y através de uma secção unitária de solo devido a gradientes de concentração de ar;
- v_y^{aa} = taxa de fluxo de ar dissolvido na água na direção y através de uma secção unitária de solo, devido ao fluxo de água líquida;
- k^a = condutividade ao fluxo de ar livre;
- k^{ad} = condutividade ao fluxo de ar correspondente à difusão através da fase líquida.

3.3.4 EQUAÇÕES DIFERENCIAIS PARCIAIS QUE GOVERNAM O FLUXO DE ÁGUA E AR

As equações diferenciais parciais que governam a conservação e o fluxo de água e ar são obtidas combinando as equações de conservação de massa de água e ar, Equações 3.4 e 3.5. As relações constitutivas que permitem o cálculo da massa de água e ar armazenados no solo, Equações 3.6 a 3.10, e as leis de fluxo dadas pelas Equações 3.12 e 3.13. Dessa forma, o seguinte par de equações é obtido dando as Equações 3.14 e 3.15:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial y} \left[k^w \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) + \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial y} + \frac{k^{vd} - u_w}{\gamma_w T} \frac{\partial T}{\partial y} + \frac{k^{va}}{\gamma_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} \right] \\ & = \beta_1^w \frac{d\varepsilon_v}{dt} + \beta_2^w \frac{d(u_a - u_w)}{dt} \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k^a}{g} \frac{\partial u_a}{\partial y} + \frac{k^{ad}}{g} \frac{\partial u_a}{\partial y} + \rho_a H_c k^w \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) \right] \\ & = \frac{W_a}{RT} \bar{u}_a \beta_1^a \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{W_a}{RT} \bar{u}_a \beta_2^a \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} + (1 - S + H_c S) n \frac{W_a}{RT} \frac{\partial u_a}{\partial t} \end{aligned} \quad (3.15)$$

As equações apresentadas foram simplificadas para o caso unidimensional, com fluxo apenas na direção vertical, y . A alteração dessas equações para condições geométricas mais gerais é trivial. As Equações 3.16 e 3.17 formam um sistema indeterminado, composto por quatro variáveis principais: ε_v , u_w , u_a , e T . Para obter-se um sistema determinado, essas equações precisam ser simplificadas. Pode-se também considerar equações adicionais que resultariam em um sistema determinado, quais sejam: as equações de equilíbrio/tensão-deformação e a equação diferencial para fluxo de calor.

Pode-se simplificar o sistema de equações, considerando as seguintes hipóteses frequentemente adotadas:

- a) os fluxos de vapor de água carregada por fluxo de ar e o fluxo de ar dissolvido na água são desprezíveis;
- b) o problema é isotérmico;
- c) as variações de volume total do solo durante o processo de fluxo não mostra impacto no processo si, podendo ser desprezados.

Considerando essas simplificações, obtém-se o seguinte sistema de equações:

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[k^w \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) + \frac{k^{vd}}{\gamma_w} \frac{\partial u_w}{\partial y} \right] = m_2^w \frac{d(u_a - u_w)}{dt} \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k^a}{g} \frac{\partial u_a}{\partial y} \right] = - \frac{W_a}{RT} \bar{u}_a m_2^w (1 - H_c) \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} + (1 - S + H_c S) n \frac{W_a}{RT} \frac{\partial u_a}{\partial t} \quad (3.17)$$

Três propriedades não lineares podem ser identificadas na Equação (3.16): a condutividade hidráulica, a condutividade ao fluxo de vapor e a derivada da curva característica. Duas propriedades podem ser identificadas na Equação (3.17): a condutividade ao fluxo de ar e o coeficiente de variação de volume de ar armazenado, dado pelo complemento da curva característica. Essas propriedades variam com a sucção e, portanto, a equação diferencial é fisicamente não linear.

As Equações 3.14 a 3.17 produzem uma transição contínua entre a condição saturada e a condição não saturada. À medida que a sucção matricial se reduz e se aproxima de zero, β_1^w se torna igual a 1 e β_2^w se torna igual a zero. Em outras palavras, conforme o solo satura, as variações de quantidade de água armazenada passam a ser função apenas das mudanças de volume total. À medida que a sucção reduz e se aproxima de zero, β_1^a se torna igual a H_c e β_2^a se torna igual a zero. Ou seja, à medida que o solo se torna saturado, as variações de ar armazenado se tornam uma função exclusiva das variações de volume total, dado pela quantidade de ar dissolvido na água (Gitirana Jr.*et al.*, 2006).

3.3.5 CONDIÇÕES INICIAIS E DE FRONTEIRAS TÍPICAS EM PROBLEMAS DE INFILTRAÇÃO

Vários tipos de condições de fronteira podem ser aplicados às equações diferenciais parciais de fluxo. A integração por partes das derivadas de segunda ordem resulta em uma integral de superfície que corresponde à condição de fronteira *natural* (ou de *Neumann*). A condição de fronteira *Natural* associada com as Equações 3.14 a 3.17 correspondem ao fluxo total de água e ar, normais à fronteira do domínio. É importante compreender que a condição de fronteira natural associada não faz distinção entre os tipos de fluxo (seja o fluxo de água líquida, de vapor de água, etc.). Outro tipo de condição de fronteira que pode ser aplicado às Equações 3.14 a 3.17 corresponde a valores pré-determinados (impostos) de poropressão de água (condição de fronteira *Essencial* ou de *Dirichlet*).

A Figura 3.8 apresenta condições iniciais e de fronteira em uma análise de poços de infiltração realizada por Leão Carvalho (2008). As condições iniciais e poropressão de água podem ser especificadas a partir do conhecimento da posição do lençol freático, considerando uma distribuição hidrostática. Uma representação das condições iniciais de poropressão de água mais elaborada seria possível a partir de medições em campo. Analogamente, uma condição inicial simplificada para as poropressões de ar pode ser obtida considerando que tais poropressões são equivalentes à pressão atmosférica (i.e. são iguais a zero).

Condições de fronteira típicas são também apresentadas na Figura 3.8. No caso da simulação de um poço de infiltração, condições do tipo *Natural* são aplicadas na fronteira inferior e na fronteira à esquerda, onde foi considerado que a quantidade de fluxo é especificada, sendo neste caso igual a zero. Condições de fronteira do tipo *Essencial* são necessárias para simular a presença de uma lâmina d'água no interior do poço, conforme pode ser visto na fronteira esquerda do domínio.

Condições de fronteira mais sofisticadas são necessárias para a reprodução do comportamento na interface solo-atmosfera. As formulações matemáticas dos fluxos entre o solo e a atmosfera, tais como a infiltração, o escoamento superficial e a evaporação, são baseadas em modificações das condições de fronteira *natural* e *essencial*. Esses tipos especiais de condições de fronteira são abordados em detalhe por Gitirana Jr. (2005).

A Figura 3.8 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 3.8 apresenta ainda as variações de poropressão acima e abaixo do nível d'água. A geometria do problema permite uma análise axissimétrica. Considerou-se que a infiltração ocorre nas áreas da lateral e fundo do poço.

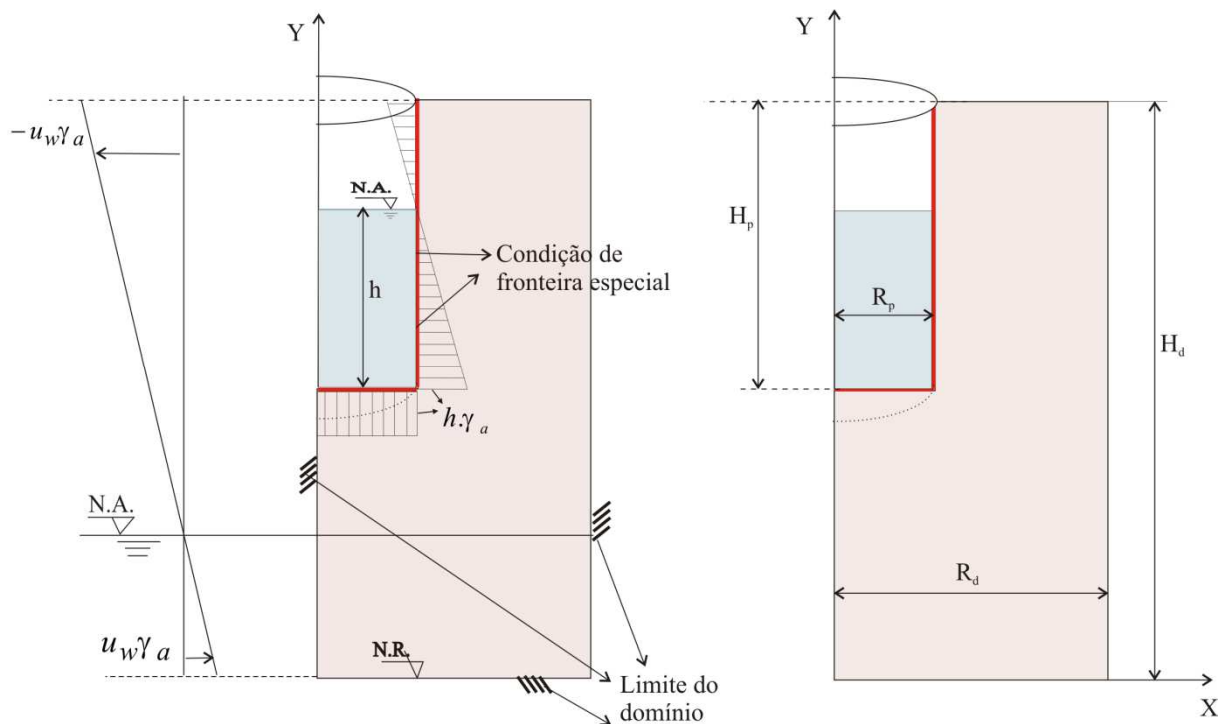


Figura 3.8 - Condições iniciais e de fronteira em um poço de infiltração (Leão Carvalho, 2008).

O fluxo de água e ar são dois fenômenos fortemente acoplados. Mudanças tanto nas poropressões de água quanto nas poropressões de ar causam alterações na quantidade de água armazenada no solo. Dessa forma, fluxos de água podem ser originados a partir de alterações nos dois tipos de poropressões. Uma vez que a quantidade de água armazenada no solo é alterada, tanto a condutividade hidráulica quanto a condutividade ao fluxo de ar começam a ser alteradas. A condutividade hidráulica diminui à medida que o grau de saturação do solo diminui. Por outro lado, a condutividade ao fluxo de ar aumenta à medida que o grau de saturação diminui. Mudança no grau de saturação induzidos pelas condições de fluxo de água podem resultar em alterações nas poropressões de ar, e vice-versa. O acoplamento entre o fluxo de água e ar no solo é obtido exprimindo a curva característica solo-água em termos de sucção matricial.

3.3.6 CURVA CARACTERÍSTICA SOLO ÁGUA

O valor da sucção em um solo (e conseqüentemente da carga hidráulica) está diretamente relacionado com a quantidade de água presente nos seus vazios. Quanto menor o volume de água presente, maior será o valor da sucção, e vice-versa. A partir de valores de sucção com os seus correspondentes valores de saturação ou umidade volumétrica da massa de solo, plota-se uma curva chamada curva característica solo-água (CCSA). Esta é uma relação constitutiva importante para descrever o fluxo em solos não saturados e é definida como a relação entre o conteúdo de água e a sucção no solo (Williams, 1982 *apud* Fredlund e Xing, 1994). O conteúdo de água pode ser expresso em termos de umidade volumétrica (θ), umidade gravimétrica (w) ou saturação (S), e a sucção em termos de sucção matricial ($u_a - u_w$) ou sucção total (ψ). Para valores altos de sucção, a sucção matricial e a total podem, geralmente, ser assumidas como equivalentes (Fredlund e Xing, 1994).

A Figura 3.9 apresenta um exemplo de curva característica para um solo unimodal, em que são indicados parâmetros importantes que definem a curva: valor de entrada de ar e conteúdo residual de água. A curva é representada na escala logarítmica no eixo das abscissas, devido ao valor de sucção variar exponencialmente com o conteúdo de água, o que demanda uma escala logarítmica para representar toda a gama de valores.

O valor de entrada de ar é o valor de sucção para o qual, durante o processo de secagem, o ar começa a entrar nos maiores poros do solo, sendo assim uma medida do tamanho desses poros (Fredlund e Rahardjo, 1993). A umidade residual é o conteúdo de água a partir do qual uma grande mudança na sucção é necessária para remover mais água do solo. Pelo fato de ambas as definições serem subjetivas, a determinação rigorosa dos dois valores é feita a partir do cruzamento de linhas tangentes aos pontos de inflexão da curva (Fredlund e Xing, 1994), como pode ser visto na Figura 3.9. Para solos bimodais, ou seja, solos com uma distribuição granulométrica que apresenta um patamar intermediário têm-se dois valores de entrada de ar e dois valores de umidade residual (Gitirana Jr. e Fredlund, 2004).

O valor da sucção para conteúdo de água igual a zero corresponde a aproximadamente 10^6 kPa, observado experimentalmente e deduzido a partir de considerações termodinâmicas (Richards,

1965 *apud* Fredlund e Xing, 1994). Isso significa que, em qualquer meio poroso, existe um valor máximo de sucção, que corresponde à umidade relativa nula.

A curva característica exibe histerese entre as curvas de molhagem e secagem do solo, como pode ser visto nas duas curvas da Figura 3.9. Isso se deve ao aprisionamento do ar no solo durante a molhagem (Fredlund e Xing, 1994), apesar de manter sua forma sigmoide nos dois casos. Gitirana Jr. (2005) propõe a utilização de uma CCSA média em problemas de evaporação e precipitação em uma superfície de solo.

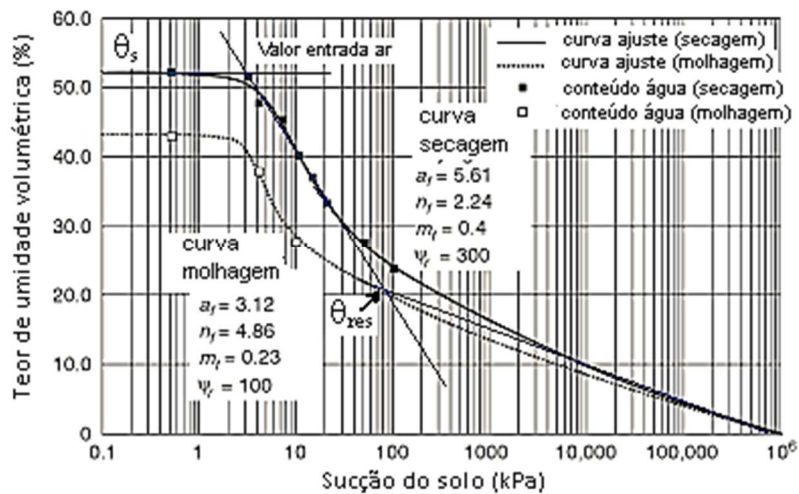


Figura 3.9 - Curva característica unimodal (modificado de Fredlund et al. 2012).

3.3.6.1 EQUAÇÕES DE AJUSTE PARA A CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA

A curva característica pode ser representada através de diversos tipos de equações de ajuste. Essas equações são ajustadas a dados obtidos experimentalmente, obtendo-se uma representação matemática da CCSA que pode ser usada em análises numéricas e na previsão de diversas propriedades de solos não saturados. A Tabela 3.3 apresenta um resumo das principais equações propostas na literatura para se representar a CCSA.

Para se determinarem os melhores parâmetros de ajuste para cada equação, são utilizadas técnicas de regressão não-linear. As mais simples são aquelas baseadas no método dos mínimos quadrados. A curva é ajustada de forma que ela passe o mais próximo possível dos pontos experimentais, sem necessariamente cruzar qualquer um deles (Sillers e Fredlund, 2001).

Tabela 3.3-Equações da curva característica.

Autor	Equação	Parâmetros
Gardner (1956)	$\Theta_d = 1/(1 + a_g \psi^{n_g})$	2: a_g e n_g
Brooks e Corey (1964)	$\Theta_d = 1$ $\Theta_d = (\psi/a_c)^{-n_c}$	$\psi < \psi_b$ $\psi \geq \psi_b$ 3: a_c , n_c e ψ_b
Brutsaert (1966)	$\Theta_d = 1/(1 + (\psi/a_r)^{n_r})$	2: a_r e n_r
Van Genuchten (1980)	$\Theta_d = 1/((1 + a_s \psi^{n_s})^{m_s})$	3: a_u , n_u e m_u
Van Genuchten (1980) – Burdine (1953)	$\Theta_d = 1/(1 + (a_b \psi)^{n_b})^{(1-2/n_b)}$	2: a_b , n_b
Van Genuchten (1980) – Mualem (1953)	$\Theta_d = 1/(1 + (a_m \psi)^{n_m})^{(1-1/n_m)}$	2: a_m , n_m
Mc Kee Bumb (1984)	$\Theta_d = 1$ $\Theta_d = \exp((a_z - \psi)/n_z)$	$\psi < \psi_b$ $\psi \geq \psi_b$ 3: a_z , n_z e ψ_b
Mc Kee Bumb (1987)	$\Theta_d = 1/(1 + \exp((\psi - a_e)/n_e))$	2: a_e e n_e
Fredlund e Xing (1994) – corrigida	$\Theta_d = C(\psi) \cdot (1/\ln(e + (\psi/a_f)^{n_f}))^{m_f}$ $C(\psi) = \frac{-\ln(1 + \psi/\psi_{res})}{\ln(1 + (10^6/\psi_{res}))} + 1$	4: a_f , n_f , m_f e ψ_{res}
Gitirana Jr. E Fredlund (2004) – unimodal com 2 pontos de inflexão	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_b \psi_{res}})^d} + S_2$	4: ψ_b , ψ_{res} , S_{res} e a

Notas: Definição das variáveis: θ = umidade volumétrica; θ_s = umidade volumétrica saturada; θ_f = umidade volumétrica residual; Θ_d = umidade volumétrica adimensional, (θ/θ_s); ψ = sucção; ψ_b = valor de entrada de ar; ψ_{res} = sucção residual; S_{res} = saturação residual; a , n , e m = parâmetros de ajuste; S_1 e S_2 = parâmetros da curva (ver Gitirana Jr. e Fredlund, 2004).

A maioria das equações anteriores à de Fredlund e Xing (1994) eram empíricas por natureza. Esses autores propuseram uma nova equação de ajuste, baseada na distribuição do tamanho dos poros no solo. Tendo-se essa distribuição, é possível determinar a curva característica. Para que o modelo resultasse na sucção máxima (10^6 kPa) foi incluindo o fator de correção $C(\psi)$, presente na equação, ele foi proposto para quando o conteúdo de água fosse zero. Essa equação apresenta bons ajustes para curva característica contemplando toda a gama de valores de sucção.

A equação de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) se diferencia das outras na medida em que seus parâmetros são propriedades bem definidas dos solos não saturados, facilitando o tratamento estatístico de CCSAs. O modelo desenvolvido foi baseado na equação da hipérbole representada no sistema de coordenadas $\log(\text{sucção})$ versus S . Os parâmetros de ajuste escolhidos foram o valor de entrada de ar, a sucção residual, a saturação residual e um parâmetro

que controla a suavidade da curva. Além da curva unimodal com dois pontos de inflexão, esses autores também desenvolveram curvas unimodais com um ponto de inflexão e curvas bimodais.

3.3.6.2 CURVAS CARACTERÍSTICAS UNIMODAIS

As curvas de ajuste para as formas unimodais da curva característica solo água são propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004). Gitirana (2005b) utiliza duas equações, uma unimodal com dois pontos de curvatura e outra equação unimodal com um ponto de curvatura. O número de parâmetros de ajuste corresponde ao número característico da forma típica da equação CCSA. A Figura 3.10 mostra quatro características de forma típica para definir a CCSA com dois pontos de inflexão. As características de forma primária são as seguintes:

- a) Ψ_b - valor de entrada de ar;
- b) ψ_{res} - sucção residual;
- c) S_{res} grau de saturação residual;
- d) a - define o parâmetro de transição para os dois pontos de inflexão.

Além dos quatro parâmetros acima, outros parâmetros podem ser definidos como: λ_d , inclinação da drenagem primária e λ_{res} , inclinação da drenagem secundária.

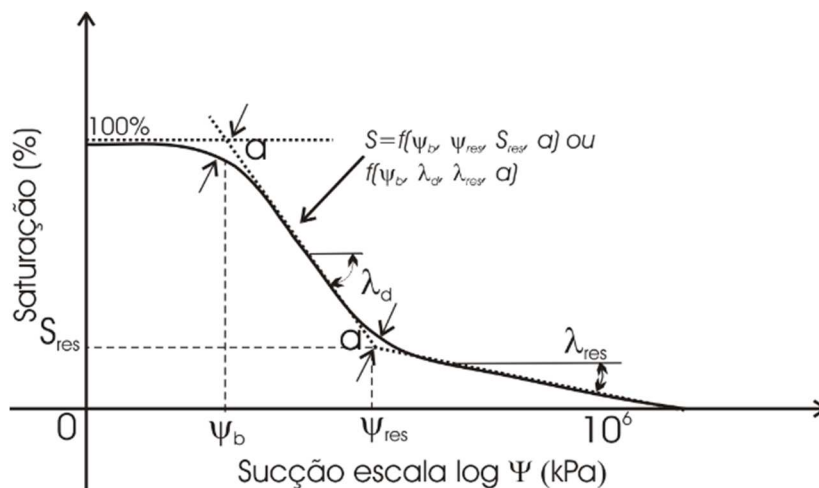


Figura 3.10– Curva característica solo água unimodal.

A inclinação de drenagem primária e residual pode ser obtida em função dos parâmetros ψ_b , ψ_{res} , S_{res} usando as Equações 3.18 e 3.19, seguintes:

$$\lambda_d = \frac{1 - S_{res}}{\log(\psi_{res} / \psi_b)} \quad (3.18)$$

$$\lambda_{res} = \frac{S_{res}}{\log(10^6 / \psi_b)} \quad (3.19)$$

Desenvolvendo as Equações 3.18, tem-se:

$$\lambda_d \log(\psi_{res}) - \lambda_d \cdot \log(\psi_b) = 1 - S_{res}$$

$$\log(\psi_{res}) = \frac{1 - S_{res} + \lambda_d \cdot \log(\psi_b)}{\lambda_d} \quad (3.20)$$

Desenvolvendo as Equações 3.19, tem-se:

$$S_{res} = \lambda_{res} \cdot \log(10^6) - \lambda_{res} \cdot \log(\psi_{res}) \quad (3.21)$$

Substituindo (3.19) em (3.20), tem-se a Equação 3.22:

$$S_{res} = \lambda_{res} \cdot \log(10^6) - \frac{\lambda_{res}}{\lambda_d} (1 - S_{res} + \lambda_d \log(\psi_b))$$

$$S_{res} - \frac{\lambda_{res}}{\lambda_d} S_{res} = \lambda_{res} \cdot \log(10^6) - \frac{\lambda_{res}}{\lambda_d} [1 + \lambda_d \log(\psi_b)]$$

$$S_{res} \left(\frac{\lambda_{res} - \lambda_{res}}{\lambda_d} \right) = \lambda_{res} \cdot \left[\log\left(\frac{10^6}{\psi_b}\right) - \frac{1}{\lambda_d} \right] \quad (3.22)$$

$$S_{res} = \frac{\lambda_{res}}{\lambda_d - \lambda_{res}} \left[\lambda_d \log\left(\frac{10^6}{\psi_b}\right) - 1 \right]$$

Primeiro objetivo atingido.

Agora, substituindo Equação 3.22 em 3.20, tem-se:

$$\log(\Psi_{res}) = \frac{1 - S_{res} + \lambda_d \log(\psi_b)}{\lambda_d}$$

$$\log(\Psi_{res}) = \frac{1 - S_{res}}{\lambda_d} + \log(\psi_b) \quad (3.23)$$

$$10^{\log(\psi_{res})} = 10^{\left[\frac{1-S_{res}}{\lambda_d} + \log(\psi_b) \right]}$$

Desenvolvendo a Equação anterior, tem-se a Equação 3.24 que determina o valor de:

$$\psi_{res} = \psi_b \cdot 10^{\left[\frac{1-S_{res}}{\lambda_d} \right]} \quad (3.24)$$

3.3.6.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS BIMODAIS

Para as curvas de ajuste unimodais os parâmetros de sucção inicial varia de ψ_b até a sucção 10^6 já nas curvas bimodais os valores vão de ψ_{b1} até ψ_{b2} .

As curvas de ajuste para as formas bimodais, descritas por Gitirana Jr (2012), têm o objetivo de determinar ψ_{res} e S_{res} , a partir da curva característica do solo água utilizando os parâmetros ψ_b , λ_d , e λ_{res} , e assim deduz as Equações 3.25 e 3.29 adotando os mesmos critérios utilizados nas equações anteriores relativas às CCSA unimodais. A Figura 3.11 apresenta um exemplo de CCSA bimodal.

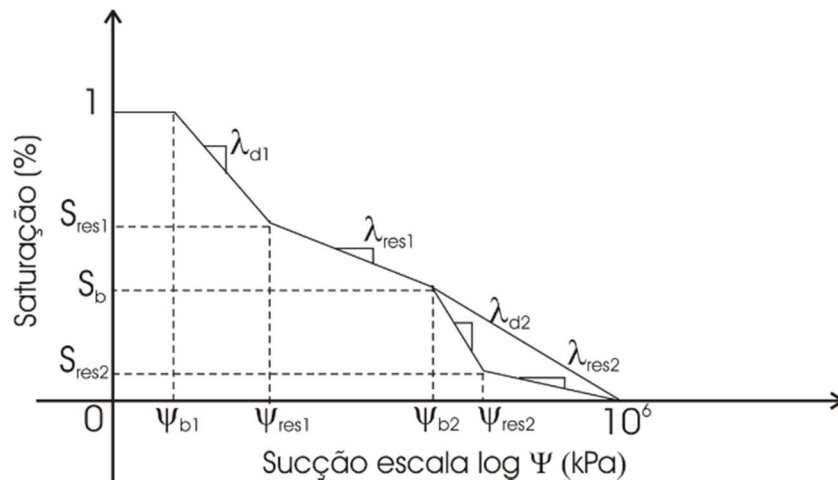


Figura 3.11– Exemplo de CCSA bimodal.

O conjunto de parâmetros utilizados nas curvas características bimodais no trecho da macroporosidade parte dos parâmetros originais: ψ_{b1} , ψ_{res} , S_{res} e a para os parâmetros modificados: ψ_{b1} , λ_d , λ_{res} e a com o objetivo de determinar os parâmetros $\psi_{res1} = f(\psi_{b1}, \lambda_{d1}, \lambda_{res1}) + S_b$; ψ_{b2} e os parâmetros $S_{res1} = f(\psi_{b1}, \lambda_{d1}, \lambda_{res1}) + S_b$; ψ_{b2} .

Definições de λ_{d1} , λ_{res1} pelas equações 3.25 e 3.26:

$$\lambda_{d1} = \frac{1 - S_{res1}}{\log\left(\frac{\psi_{res}}{\psi_{b1}}\right)} \quad (3.25)$$

$$\lambda_{res1} = \frac{S_{res1} - S_b}{\log\left(\frac{\psi_{b2}}{\psi_{res1}}\right)} \quad (3.26)$$

Os parâmetros S_b e ψ_{b2} também são parâmetros de entrada pré-determinados.

Desenvolvendo as Equações 3.25 e 3.26, obtêm-se:

Para a Equação 3.27:

$$\begin{aligned} \lambda_{d1} \log \psi_{res} - \lambda_{d1} \log \psi_{b1} &= 1 - S_{res1} \\ \log \psi_{res} &= \frac{1 - S_{res1} \lambda_{d1} + \lambda_{d1} \log \psi_{b1}}{\lambda_{d1}} \end{aligned} \quad (3.27)$$

E, para a Equação 3.28:

$$S_{res1} = \lambda_{res1} \log\left(\frac{\psi_{b2}}{\psi_{res1}}\right) + S_b \quad (3.28)$$

$$S_{res1} = \lambda_{res1} \log \psi_{b2} - \lambda_{res1} \log \psi_{res1} + S_b$$

Substituindo 3.25 em 3.27, tem-se a Equação 3.29:

$$\begin{aligned} S_{res1} &= \lambda_{res1} \log \psi_{b2} - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1}} (1 - S_{res1} + \lambda_{d1} \log \psi_{b1}) + S_b \\ S_{res1} &= \lambda_{res1} \log \psi_{b2} - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1}} (1 - S_{res1} + \lambda_{d1} \log \psi_{b1}) + S_b \\ S_{res1} - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1}} S_{res1} &= S_b - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1}} (1 + \lambda_{d1} \log \psi_{b1} - \lambda_{d1} \log \psi_{b2}) \\ \left(\frac{\lambda_{res1} - \lambda_{res1}}{\lambda_{d1}}\right) S_{res1} &= S_b - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1}} \left[1 + \lambda_{d1} \log \frac{\psi_{b1}}{\psi_{b2}}\right] \\ S_{res1} &= -\frac{\lambda_{d1}}{\lambda_{d1} - \lambda_{res1}} S_b - \frac{\lambda_{res1}}{\lambda_{d1} - \lambda_{res1}} \left[1 + \lambda_{d1} \log \frac{\psi_{b1}}{\psi_{b2}}\right] \end{aligned} \quad (3.29)$$

Um dos usos da equação da curva característica é na modelagem numérica de fluxo de água em solos não saturados. É conveniente que a equação de ajuste atenda a certos aspectos de consistência, para que se evitem problemas de ordem numérica. Os impactos negativos da

utilização de equações inapropriadas são, principalmente, a necessidade de passos de tempo menores e maior refinamento da malha para que o erro fique dentro dos limites especificados.

A Tabela 3.4 apresenta quatro aspectos de consistência das equações verificados por Nascimento (2011):

- a) a continuidade da derivada de primeira ordem da função;
- b) o limite superior da curva, em que o grau de saturação deve ser igual a 1 para a sucção nula;
- c) a derivada da curva, que deve ser nula para sucção igual a zero;
- d) o limite inferior da curva, em que o grau de saturação deve ser zero para sucção igual a 10^6 kPa.

Tabela 3.4 -Aspectos de consistência verificados nas equações de ajuste.

	Continuidade de $\frac{dS}{d\psi}$	$S = 1$ para $\psi = 0$	$\frac{dS}{d\psi} = 0$ para $\psi = 0$	$S = 0$ para $\psi = 10^6$
Gardner (1956)	S*	S*	S*	N
Brooks e Corey (1964)	N	S*	S*	N
Brutsaert (1966)	S*	S*	S*	N
Van Genuchten (1980)	S*	S*	S*	N
Van Genuchten (1980) – Burdine (1953)	S*	S*	S*	N
Van Genuchten (1980) – Mualem (1953)	S*	S*	S*	N
MckeeBumb (1984)	N	S*	S*	N
Mckee e Bumb (1987)	S*	N	N	NE
Fredlund e Xing (1994)	S*	S*	S*	S*
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	S*	N	S*	S*

Legenda: S*: sim; N: não; NE: não existe.

É desejável que uma equação de ajuste tenha derivada de primeira ordem contínua em toda a gama de valores de sucção. Observa-se que as equações de Brooks e Corey (1964) e Mckee e Bumb (1984) apresentam uma mudança descontínua de declividade para o valor de entrada de ar, o que produz um ponto de singularidade que traz dificuldades para a modelagem numérica

de fluxo. Van Genuchten (1980) afirma que a descontinuidade presente na equação de Brooks e Corey (1964), algumas vezes, impede a convergência rápida em modelos numéricos de fluxo saturado-não saturado.

Observa-se que a maioria das equações, exceto a de Fredlund e Xing (1994) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004), não apresenta valor de saturação nulo para a sucção igual a 10^6 . Esse fato pode gerar erros na modelagem de problemas com valores altos de sucção. Um exemplo são problemas de fluxo solo-atmosfera, em que, na região do contorno onde se aplica a condição de fluxo, os valores de sucção são altos, devido à baixa umidade.

3.3.7 EQUAÇÕES PARA A FUNÇÃO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

De acordo com Mitchell e Soga (2005), a condutividade hidráulica é a propriedade do solo de maior variabilidade. Esta variabilidade é observada entre diferentes tipos de solo e também para diferentes pontos de um mesmo depósito, diminuindo o valor de k^w com a diminuição do tamanho das partículas. A Figura 3.12 apresenta um exemplo de função de condutividade hidráulica do solo, expressa em termos de permeabilidade relativa.

A condutividade hidráulica permanece constante quando o solo está totalmente saturado, diminuindo à medida que ocorre a desaturação, ou seja, a entrada de ar. Isso se deve a dois fatores principais. O primeiro é o fato de que a água só é capaz de fluir em regiões onde ela está presente. À medida que o solo perde umidade, ocorrem descontinuidades na fase água, surgindo pontos de ausência de líquido, diminuindo a permeabilidade. O segundo fator, relacionado ao primeiro, é o aumento da tortuosidade do caminho de percolação com as descontinuidades, fazendo com que as moléculas atravessem caminhos mais irregulares ao longo do esqueleto sólido, reduzindo a permeabilidade.

A Tabela 3.5 apresenta, de maneira geral, os principais modelos para descrição da função de condutividade hidráulica. Uma função que descreva a condutividade hidráulica deve ser obtida para ser utilizada na solução das equações diferenciais de fluxo. Vários métodos existem para a determinação da função de permeabilidade do solo. Fredlund *et al.* (1994) dividem os modelos de obtenção da função em modelos empíricos e modelos estatísticos. Os modelos empíricos são modelos de ajuste de uma função empírica a dados experimentais. Eles podem ser usados na prática desde que se tenham dados experimentais da permeabilidade do solo. O número mínimo

de pontos medidos necessários para o ajuste é igual ao número de parâmetros de ajuste da equação considerada (Fredlund, Xing e Huang, 1994).

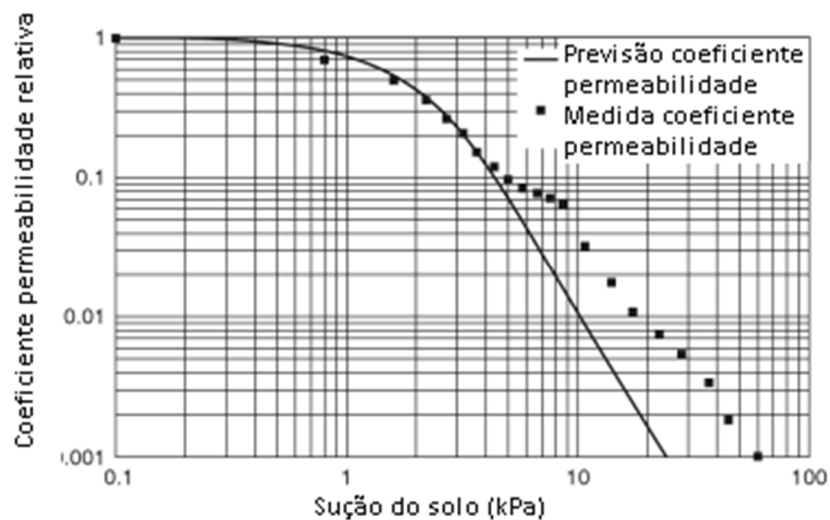


Figura 3.12– Permeabilidade relativa da água *versus* sucção do solo. (Modificado de Fredlund *et al* (2012).

A permeabilidade é um parâmetro constante para solos saturados, permeabilidade saturada, podendo ser medida experimentalmente a partir de permeômetros, por exemplo. Porém, para solos não saturados, em que a permeabilidade varia com o conteúdo de água, a determinação experimental da curva de permeabilidade é difícil e onerosa. Os modelos estatísticos utilizam a CCSA para determinar a função de permeabilidade, baseando-se no fato de que ambas, a permeabilidade e a CCSA, são determinadas primariamente pela distribuição da dimensão dos poros do solo. Esses modelos são utilizados quando não se têm dados experimentais da permeabilidade do solo. A Tabela 3.5 apresenta alguns desses modelos.

É importante ressaltar que a utilização de uma função de condutividade hidráulica é fundamental para a correta representação matemática de problemas de fluxo não confinado. As soluções tradicionais de fluxo não confinado, em que é necessário o estabelecimento da linha freática de forma empírica, são na verdade, uma solução incompleta para o problema. Com a adoção de uma função de condutividade hidráulica, não é mais necessária a definição da região de fluxo abaixo da linha freática, e a determinação da linha freática se torna parte do problema.

Tabela 3.5 - Modelos para a descrição da função de condutividade hidráulica.

Modelos empíricos baseados na umidade volumétrica, $k^w(\theta)$	
Averjanov (1950)	$k^w = k_{sat}^w \Theta^{3,5}$, onde $\Theta = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$
Davidson <i>et al</i> (1969)	$k^w = k_{sat}^w \exp[\alpha(\theta - \theta_s)]$
Campbell (1973)	$k^w = k_{sat}^w \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^\alpha$
Modelos empíricos baseados na sucção, $k^w(\psi)$	
Richards (1931)	$k^w = \alpha\psi + b$
Wind (1955)	$k^w = \alpha\psi^{-n}$
Gardner (1958)	$k_{res} = \exp(-\alpha\psi)$ $k^w = k_{sat}^w / (\alpha\psi^n + 1)$
Brooks e Corey (1964)	$k^w = k_{sat}^w$ para $\psi < \psi_b$ $k^w = k_{sat}^w (\psi_b/\psi)^\eta$ para $\psi \geq \psi_b$
Rijtema (1965)	$k^w = k_{sat}^w$ para $\psi \leq \psi_b$ $k^w = k_{sat}^w \exp[-\alpha(\psi - \psi_b)]$ para $\psi_b \leq \psi \leq \psi_{res}$ $k^w = k_{res} \left(\frac{\psi}{\psi_{res}}\right)^{-n}$ para $\psi > \psi_{res}$
Modelos estatísticos baseados na curva característica	
Childs e Collis-George (1950)	$k^w(\theta) = k_{sat}^w \frac{\int_{\theta_{res}}^{\theta} \frac{\theta-x}{\psi^2(x)} dx}{\int_{\theta_{res}}^{\theta_s} \frac{\theta_s-x}{\psi^2(x)} dx}$ x é a variável de integração
Burdine (1953)	$k^w(\theta) = k_{sat}^w \Theta^2 \int_{\theta_{res}}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)} / \int_{\theta_{res}}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}$
Mualem (1976)	$k^w(\theta) = k_{sat}^w \int_{\theta_{res}}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)} / \int_{\theta_{res}}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}$

Fredlund *et al* (2012) apresentam dados de permeabilidade de um silte ensaiado no permeâmetro Guelph, realizados por Elrick e Bowman (1964). A Figura 3.13 mostra o coeficiente de permeabilidade medido e a previsão considerando os dois casos a molhagem e a secagem. A figura mostra também que o efeito da histerese na variação do coeficiente de permeabilidade *versus* conteúdo volumétrico de água é pouco relevante, contrário ao que geralmente ocorre na CCSA, Figura 3.9 que mostra um valor relevante de histerese na curva característica solo água. Ressalta-se que os gráficos da Figura 3.12 e da Figura 3.13 correspondem a resultados de um mesmo ensaio de solo.

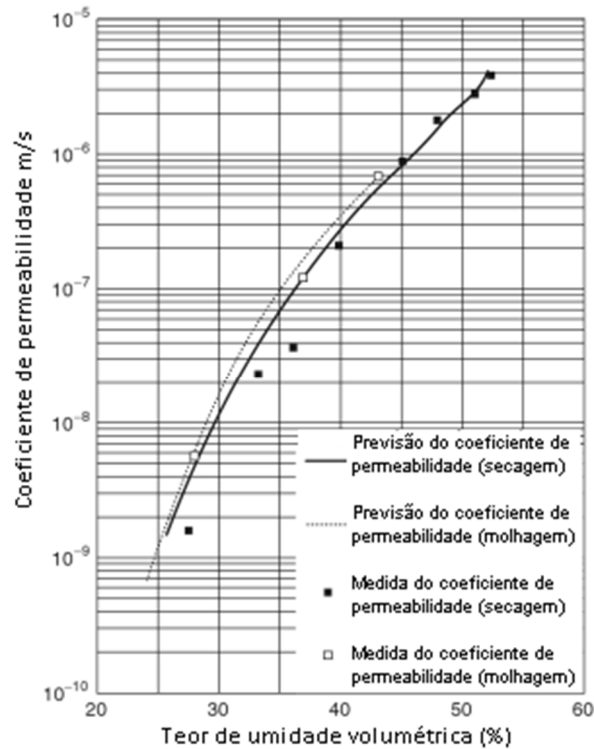


Figura 3.13 - Função de permeabilidade hidráulica versus conteúdo volumétrico de água. (modificado de Fredlund *et al.* 2012).

3.4 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO SOLO ÁGUA E SOLO AR

A curva característica solo-água já é bem conhecida e é dada pela relação entre o grau de saturação da água e sucção matricial ou conteúdo volumétrico de água e sucção matricial ou ainda, umidade gravimétrica e sucção. A sucção total é a sucção matricial acrescida da sucção osmótica π , $\psi = (u_a - u_w) + \pi$.

A relação utilizada para descrever o grau de saturação do ar e a sucção matricial é chamada de curva característica solo ar. Essa curva possibilita a construção da função de permeabilidade do ar. Sabendo que S é o grau de saturação em relação à fase água, pode-se definir S_{ar} como sendo o grau de saturação em relação à fase ar. De forma semelhante, pode-se definir o teor de umidade volumétrica em relação à água (θ) e o teor de umidade volumétrica em relação à fase ar, θ_{ar} . As Equações 3.30 e 3.31 a seguir representam a relação entre a curva característica solo-água e a curva característica solo-ar:

$$S_{ar}(\psi) = 1 - S(\psi) \quad (3.30)$$

$$\theta_{ar} = \frac{e}{1+e} - \theta(\psi) \quad (3.31)$$

O grau de saturação da água e a sucção matricial é uma relação que pode ser bem representada pela curva característica solo-água. Em altas sucções, acima de 1500 kPa, a sucção matricial e total podem ser consideradas como equivalentes (BA-TE *et al.*, 2005).

Para estabelecer a relação entre as curvas características de solo água e solo-ar, BA-TE *et al.* (2005) apresentam estudos, realizados por Fredlund e Xing (1994), de previsão e medida de curvas características solo-água e solo-ar. A Figura 3.14 apresenta os resultados desses estudos.

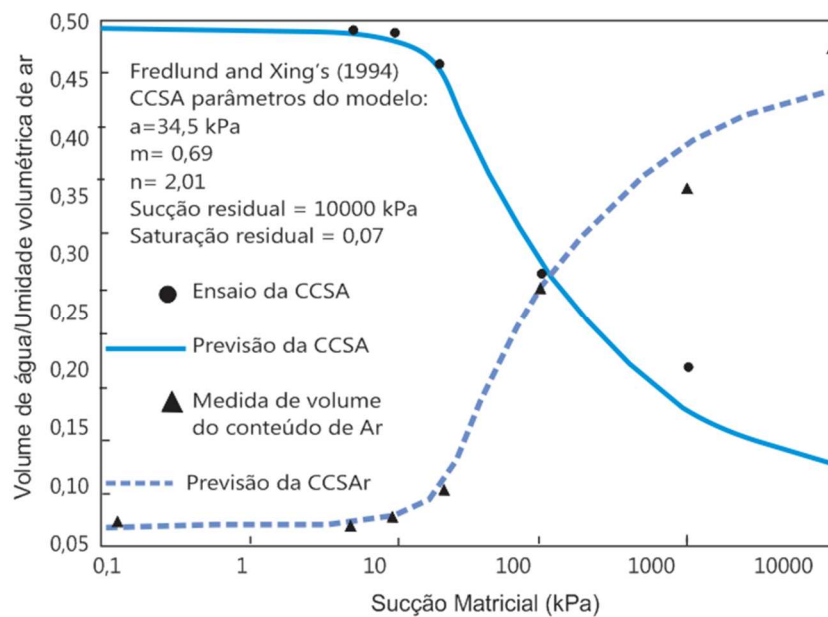


Figura 3.14- Resultados de ensaios previstos e medidos para as curvas características solo-água e solo-ar. (modificados de BA-TE *et al.*, 2005).

4 METODOLOGIA

Essa pesquisa propõe utilizar poços de infiltração para o controle das águas pluviais urbanas. Poços de infiltração são estruturas que inicialmente disponibilizam volume próprio para a reserva inicial do aporte de águas pluviais de determinada superfície, seguido da infiltração da água no solo, realizada através da área disponível. A área disponível para infiltração equivale à soma da superfície radial do poço mais a superfície do fundo, compatibilizando com a capacidade de infiltração do terreno. Dessa forma, será utilizada ao máximo a capacidade de infiltração do solo, ocupando-se uma pequena área para a instalação do poço. Partiu-se do princípio do balanço hídrico ilustrado na Figura 3.4 do capítulo 3, avaliando precipitação, infiltração e escoamento superficial para um mesmo intervalo de tempo de ocorrência da chuva. Nesse caso, pretende-se reduzir ao máximo a parcela de escoamento superficial. Em projeto, a parcela restante do escoamento superficial é igual ao lançamento do excesso nas redes de drenagem convencional ou equivalente.

A metodologia utilizada nesse trabalho foi elaborada para estudar o comportamento hidromecânico dos perfis de solos na sua porção não saturada. O foco principal do estudo é a infiltrabilidade no ciclo de molhagem do solo, condição que retrata o funcionamento dos poços de infiltração para o controle de águas pluviais urbanas. Os perfis estudados estão situados em solos do cerrado brasileiro que possuem características particulares. Na superfície desses solos, a infiltração é influenciada pela variação de umidade e temperatura na interface solo atmosfera, característica que propicia maior capacidade de infiltração inicialmente, quando a sucção domina o processo. Os solos do cerrado durante o ano, respondem rapidamente à insolação e apresentam uma superfície sempre mais ressecada. Nesses solos o processo de infiltração passa a ser governado pela carga hidráulica no poço vencida a influência da sucção.

Esse capítulo apresenta as áreas estudadas, as técnicas adotadas para a construção dos poços de infiltração, a amostragem dos perfis de solo (amostras deformadas e indeformadas), seguidas da preparação dos corpos de prova e ensaios de laboratório e ensaios de infiltração em campo.

Para os ensaios de laboratório foram seguidas as metodologias utilizadas nos ensaios de: caracterização física e mineralógica, granulometria com sedimentação (com e sem o uso de

defloculante), limites de Atterberg (limites de liquidez, plasticidade e contração), peso específico natural e ensaio duplo oedométrico.

De acordo com a particularidade de cada perfil estudado, foram adotados ensaios complementares para atender às características do perfil. Atenção especial foi dada à estrutura do solo, comparando a evolução do grau de intemperismo em cada um dos perfis.

Para a condição do solo não saturado, são apresentadas as metodologias adotadas para os ensaios de curva característica com o uso do papel filtro e função de permeabilidade utilizando ensaios com controle de sucção.

Os ensaios de campo foram baseados em ensaios de infiltrabilidade em campo pelo método de carga variável, observando a variação do lençol freático e do perfil de umidade nas estações chuvosa e seca.

No capítulo 6 são descritas detalhadamente as metodologias aplicadas às análises numéricas e paramétricas utilizadas nessa tese.

4.1 CAMPOS EXPERIMENTAIS E DESCRIÇÃO DO LOCAL

A cidade de Goiânia, Estado de Goiás, encontra-se localizada no Planalto Central Brasileiro, cujo marco zero da cidade (Praça Cívica) localiza-se na latitude 16,40°48,93”S, longitude 49,15°23,28”O e elevação de 741,00m. O Clima é tropical úmido com duas estações climáticas bem definidas: estação chuvosa que vai de outubro a março com registro de chuvas fortes de verão, e a estação seca que vai de abril a setembro. A média anual de chuva acumulada varia entre 1500 e 1750 mm e as temperaturas médias, máxima e mínima, variando entre 29,6°C e 16,4°C com umidade relativa de 68,7% de acordo com dados apresentados por Cassete (1991).

Procurou-se nessa pesquisa avaliar o perfil de infiltrabilidade dos solos em três campos experimentais e a influência da sucção e da carga hidráulica nos diferentes tipos de perfil de solo, além de estudar os parâmetros de classificação dos perfis e os parâmetros relacionados à colapsividade e expansão dos solos, ambos avaliados por ensaios simples e duplo oedométricos.

Os três campos experimentais escolhidos para este estudo foram selecionados entre as áreas de expansão da cidade de Goiânia como mostra a Figura 4.1, cujos perfis de solo são

representativos dos principais solos que compõem o município. As áreas estudadas foram escolhidas e denominadas de Campos de Experimentais I, II e III e serão chamados simplesmente de CE-I, CE-II e CE-III.

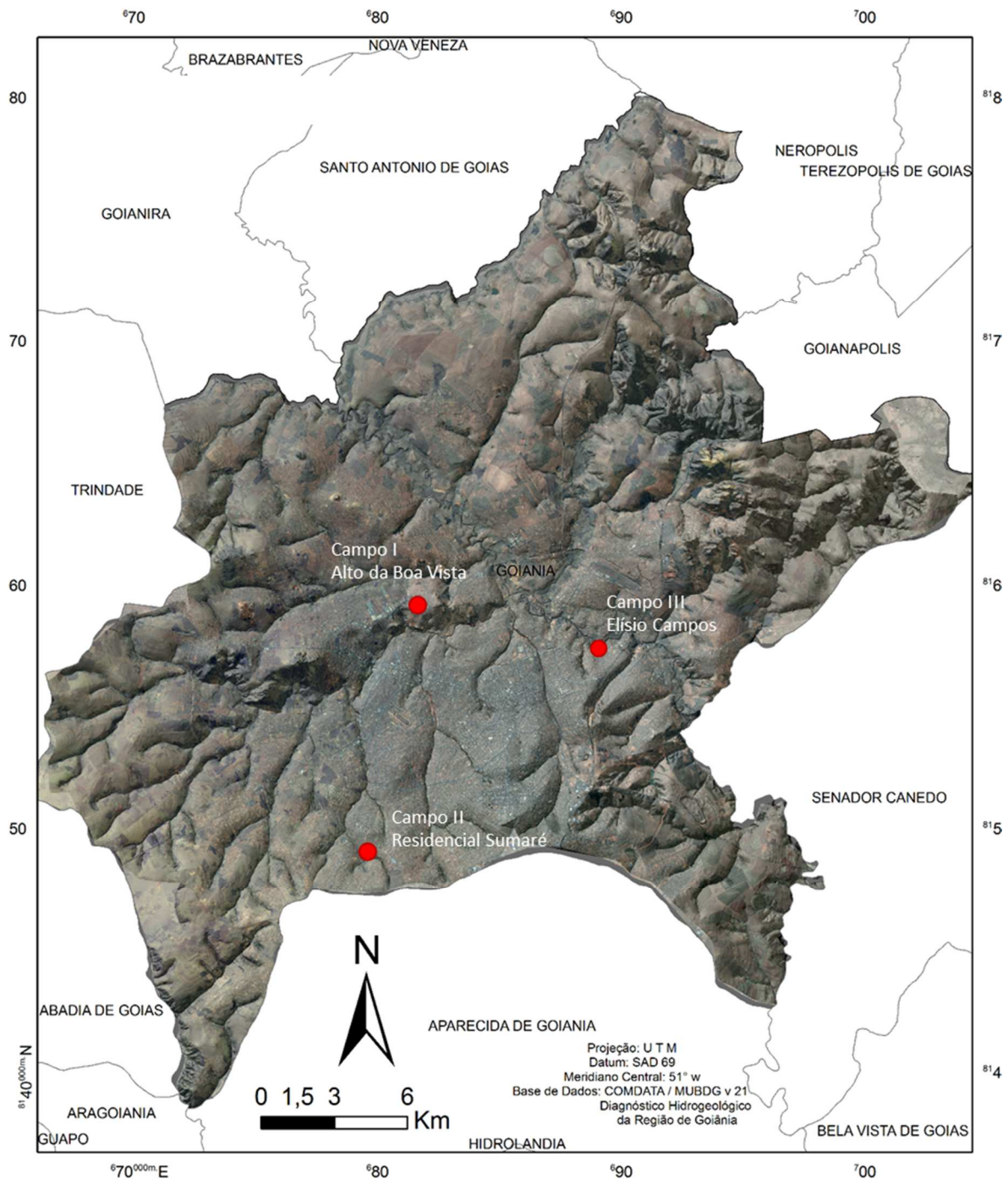


Figura 4.1 – Localização dos Campos Experimentais na Zona Urbanizada de Goiânia. Romão P. de A. (2009) – Mapa da Região Metropolitana de Goiânia-GO, Fonte: COMDATA, (2001); Campos *et al.* (2003)

A Tabela 4.1 apresenta a localização dos campos experimentais dentro do município com as respectivas coordenadas geográficas, topografia e inclinação máxima dos terrenos nos limites dos campos experimentais. São também apresentadas as características urbanísticas e a densidade populacional atual com o potencial de taxa de impermeabilização das áreas referentes de acordo com a normatização do Plano Diretor de Goiânia (2007).

Tabela 4.1– Localização dos campos experimentais selecionados e suas características fisiográficas.

Campos de Pesquisa	CE-I Região Norte (Cond. Alto da Boa Vista) (Carvalho, 2008)	CE-II Região Sudoeste (Cond. Sumaré) (Garcês, 2010 e Leão Carvalho, 2010)	CE-III Região Leste (Lote residencial) 2010-2012
Coordenadas geográficas	Lat. - 16°38'48,60"S Long. - 49°18'10,70"O	Lat. - 16°43'35,82"S Long. 49°17'41,64"O	Lat. - 16°39'56,21"S Long.- 49°14'2,67"O
Inclinação do terreno	3,0%	5,5%	7,1%
Característica da área estudada/densidade da população da região	Pré-urbanizada/região com densidade média	Pós-urbanizada/média superior de densidade	Pós-urbanizada/média densidade
Taxa de impermeabilização atual. Alves (2007)	0%	75%	50%
Taxa de impermeabilização potencial das áreas. Alves (2007)	50%	75%	50%

Os três cenários com a configuração estabelecida para cada campo pesquisado como: poços de amostragem para a obtenção de parâmetros do solo, poços de infiltração e poços de monitoramento do lençol freático nas áreas selecionadas para a pesquisa, estão apresentados na Figura 4.2.

Em cada campo experimental (CE-I, CE-II e CE-III) foram analisados poços de pequeno diâmetro (poço piloto) e poço de grande diâmetro (escala real), um piezômetro para monitorar a variação do lençol freático e outras perfurações para avaliar o perfil de umidade dos campos por campanhas de ensaio de campo.

O CE-I já foi objeto de uma pesquisa feita por Leão Carvalho (2008). Nessa pesquisa a autora monitorou poços de infiltração com quatro diâmetros diferentes e profundidades semelhantes, entre outros sistemas de infiltração. Foi feito também o monitoramento da variação do lençol freático por meio de piezômetro instalado no campo, avaliado durante dezenove meses. O perfil

de umidade foi analisado em todas as etapas dos testes de campo e de acordo com a sazonalidade e as campanhas de ensaios em campo.

Na pesquisa atual foram considerados os poços piloto (diâmetro 0,20m), o poço de grande diâmetro de 1,20m e o piezômetro estudados no CE-I e outros dois cenários, CE-II e CE-III, foram incluídos. O conjunto dos três campos experimentais CE-I, CE-II e CE-III constitui o objeto dessa pesquisa que tem a finalidade de realizar um estudo amplo, verificando a diferença e o comportamento de infiltrabilidade entre perfis de solos diferentes e a relação entre os poços pilotos e de grande diâmetro nos três perfis em questão. Resumidamente, os poços de infiltração foram instalados aos pares (poço de grande diâmetro e poço piloto) nos três campos experimentais, além de um piezômetro com profundidade adequada que monitorou a variação máxima e mínima do lençol freático para os períodos seco e chuvoso da região. Também foram feitas escavações complementares com a mesma profundidade dos poços para monitorar o perfil de umidade sazonal dos campos de acordo com cada campanha de ensaio.

As amostras deformadas e indeformadas para os ensaios em laboratório do solo nas condições saturado e não saturado foram coletadas do poço de maior diâmetro. Os parâmetros de infiltrabilidade foram avaliados em campo, bem como a variação do lençol freático e perfil de umidade.

Os poços de grande diâmetro foram implementados e monitorados com o revestimento e os poços piloto sem revestimentos, com exceção do CE-III, no qual foi colocado um tubo PVC de diâmetro 150mm com furos para drenagem no poço piloto. Esse procedimento foi feito para melhor aproveitamento do poço e evitar o desmoronamento de suas paredes. Ambos, poço de grande diâmetro e poço piloto, foram testados simultaneamente, com os ensaios de infiltração e monitoramento da variação do perfil de umidade e do lençol freático, nas diferentes estações do ano, seca e chuvosa, característica regional.

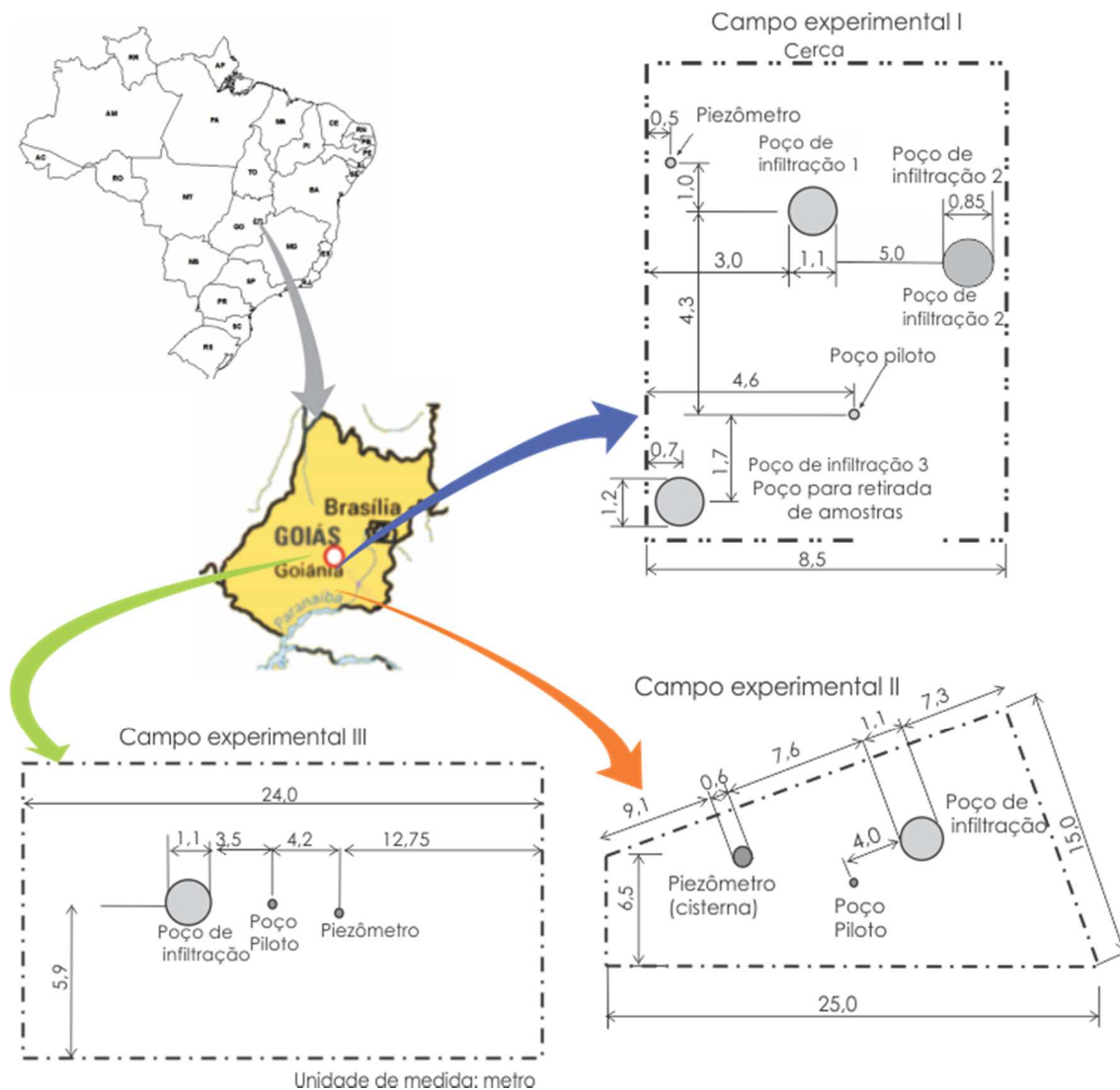


Figura 4.2– Disposição dos elementos nos CE-I, CE-II e CE-III

A seguir serão descritos os três cenários com a localização dos campos experimentais e suas características fisiográficas mostradas na Tabela 4.1.

O CE-I está localizado na região noroeste de Goiânia, área com presença de reserva florestal e reserva de mata ciliar ao longo de um pequeno tributário do Ribeirão Anicuns. Essa área encontra-se com a urbanização em desenvolvimento e construções de médio padrão, a exemplo do que ocorre com os outros dois campos experimentais. A Figura 4.3 mostra na fotografia aérea as características urbanísticas da área, incluindo o recente projeto urbanístico (região sombreada) contemplando a disposição dos lotes e vias aproveitando a topografia do terreno, o que promove um controle inicial das águas pluviais urbanas.



Figura 4.3- Características do CE-I, região noroeste de Goiânia.

O CE-II está situado na região sudoeste de Goiânia, margeando o Córrego Cascavel, que é eminentemente urbano e sofre com os problemas característicos dos cursos d'água que percorrem áreas urbanas (erosões, assoreamento, degradação das margens entre outros). Um projeto de habitação coletiva, recém construído na área, teve limitações para o lançamento dos fluxos das águas pluviais nas margens do córrego pelo seu nível de degradação, que já apresentava uma erosão considerável à montante. Para o manejo das águas pluviais do condomínio, sem prejuízos para o córrego, foi implementado um projeto utilizando os parâmetros estudados da área. Assim, foi projetada uma série de poços e trincheiras de infiltração. Os excedentes desses fluxos foram cuidadosamente lançados em seis pontos distintos nas margens do córrego de forma a não causar nenhum dano ao mesmo pelo lançamento das águas pluviais da área. Na Figura 4.4 são mostradas as características da área do CE-II. Devido as características especiais desse solo, altamente intemperizado, ensaios especiais foram adotados para identificar melhor o grau do intemperismo do solo e a dinâmica da água no perfil na condição de permeabilidade saturada com variações de carga durante o ensaio e na condição de permeabilidade não saturada com medida de sucção, avaliadas no laboratório da Universidade do Rio Grande do Sul. Os dados desse campo experimental foram objeto do trabalho de mestrado de Garcês (2010).



Figura 4.4 – Características do CE-II, região sudoeste de Goiânia

O CE-III encontra-se próximo a um pequeno curso d'água, tributário do Rio Meia Ponte, distante desse, aproximadamente um quilômetro. O Rio Meia Ponte é o maior curso d'água que cruza a cidade de Goiânia. As características urbanísticas da área com a maioria das moradias compostas por residências unifamiliares são apresentadas na Figura 4.5.

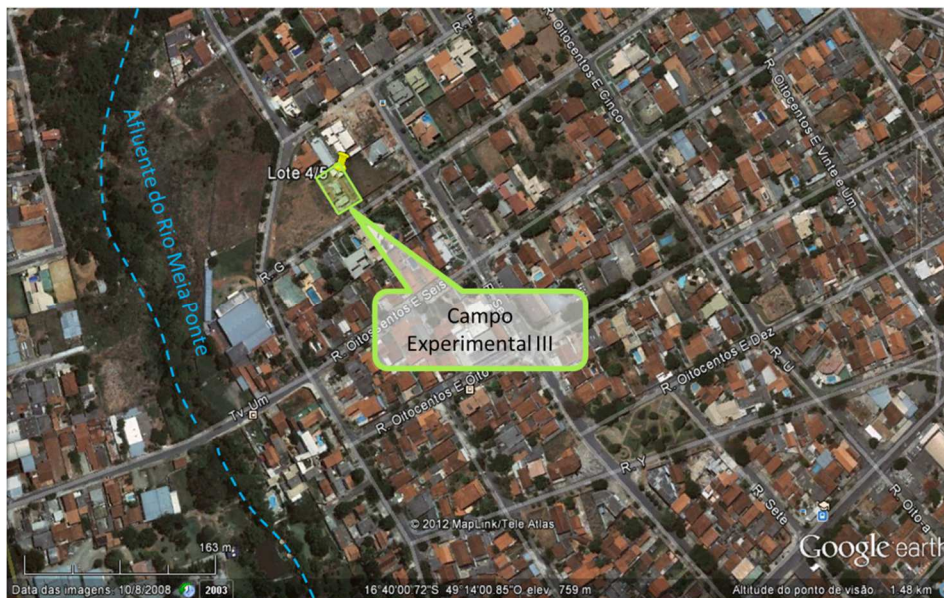


Figura 4.5- Características do CE-III – Região Leste de Goiânia

As áreas escolhidas para a implantação dos campos experimentais CE-I, CE-II e CE-III são pertencentes às áreas de expansão urbana de Goiânia, em potencial. Os perfis de solo são distintos e representam bem os principais tipos de solos que compõem a região metropolitana.

Na Figura 4.6, a frente no item 4.2, é apresentado o mapa geológico com os diferentes tipos de solos do município de Goiânia e a locação dos campos experimentais estudados, assim distribuídos: CE-I – região noroeste, Condomínio Alto da Boa Vista, CE-II – região sudoeste, Condomínio Sumaré e CE-III – região leste, Setor Elísio Campos.

4.2 CARACTERÍSTICAS LOCAIS DOS PERFIS DE SOLO

De acordo com o mapa de solos de Goiânia, segundo os autores Romão (2009), Campos (2003) e Marques *et. al.*(2004), o CE-I está localizado numa região de granulitos bandados, pertencentes ao grupo Anápolis-Itaçu. Esse solo tem origem em rochas granulíticas e pode ser observada a presença da plintita. A plintita é um material com baixo teor de matéria orgânica, alto teor de óxidos de ferro e alumínio, e baixo teor de bases trocáveis e nutrientes (Ca, Mg, e K). Forma-se por remobilização e acumulação residual de ferro no subsolo de várzeas, baixadas e outros ambientes de oscilação do lençol freático. Solos contendo horizontes ricos em plintita são relativamente comuns no Cerrado. Uma característica marcante é o fato de endurecer irreversivelmente após seco ao ar. Em certo sentido, é o mesmo que bauxita (material que contém minério de alumínio) e laterita. Solos que contêm esse mineral são solos que apresentam baixa capacidade de infiltração e se encontram ainda em processo de intemperização.

No CE-II, os poços de infiltração estão instalados na região do grupo Araxá-Sul de Goiás, porção centro sul com xistos da unidade C (mais pelíticos) tendo como minerais subordinados, os quartizitos do Grupo Araxá-Sul de Goiás, solo bastante intemperizado. Nesse solo o intemperismo favorece bastante a infiltração da água. De acordo com Marques *et. al.*(2004), a ação da água, plantas, temperatura, microrganismos, vento, entre outros, atuam no processo de desagregação física e modificação química dos materiais expostos à superfície terrestre promovendo o intemperismo. De modo geral, o intemperismo leva à diminuição da fertilidade dos solos através da perda de nutrientes, o que torna esses solos pouco atraentes para a agricultura. Entre as plantas que se adaptam a esse tipo de solo está a flora típica do cerrado. Por outro lado, o intemperismo melhora as propriedades físicas do solo, tornando-o interessante

para a engenharia geotécnica. O fenômeno do intemperismo também é conhecido como meteorização.

Nos latossolos vermelhos não-férricos, o teor de óxidos de ferro extraídos pelo ataque sulfúrico é menor que 18%. Estes solos ocupam 19% da área do Cerrado, segundo Marques *et. al.*(2004). O perfil estudado encontra-se em áreas de ocorrência de Latossolos Vermelhos não-férricos no Brasil. A cor vermelha é devida ao mineral hematita (óxido de ferro). Esses solos existem com diversas texturas, desde muito argiloso até a média textura. A forte coloração faz com que seja relativamente difícil separar os horizontes somente com base na cor. O material de origem desses solos é bem variado, desde arenitos até rochas pelíticas que contém teores razoáveis de ferro. Quanto à textura, grosso modo, os solos de textura muito argilosa têm mais de 60% de argila. Os de textura argilosa têm entre 35 e 60% de argila. Os de textura siltosa têm mais de 65% de silte e os de textura arenosa mais de 70 ou 85% de areia. Com essas características o perfil do solo do CE-II mostrou boa capacidade de infiltração devido ao alto grau de intemperismo e estruturação que apresentada.

No CE-III os poços de infiltração estão instalados também, na região do grupo Araxá-Sul de Goiás, porção centro sul com xistos da unidade C (mais pelíticos), tendo como minerais subordinados, os quartizitos do Grupo Araxá-Sul de Goiás, a exemplo do CE-II. De acordo com a classificação de Marques *et. al.*(2004), o solo desta área apresenta horizonte incipiente, que significa pouco desenvolvido em termos de formação do solo. Este é um horizonte que sofreu intemperismo suficiente para alterar apenas parcialmente o material de origem do solo. Apresenta cor e estrutura típicas, mas ainda guarda muitos fragmentos do material de origem, isto é, o quartizito micáceo de rochas xistosas.

A diferença preponderante entre os solos dos CE-II e CE-III é que no primeiro caso o solo é bastante intemperizado, ao passo que no segundo caso, o solo do CE-III, é um solo residual jovem, rico em quartzito micáceo do grupo dos cambissolos, classificado como solo residual jovem. O mapa dos solos e a locação dos campos experimentais são apresentados na Figura 4.6

Na Figura 4.7 são apresentadas as localizações dos campos experimentais em relação às bacias hidrográficas em que os mesmos estão inseridos como se segue: CE-I na bacia do Ribeirão Anicuns; CE-II na bacia do Córrego Cascavel; e CE-III na bacia do Rio Meia Ponte.

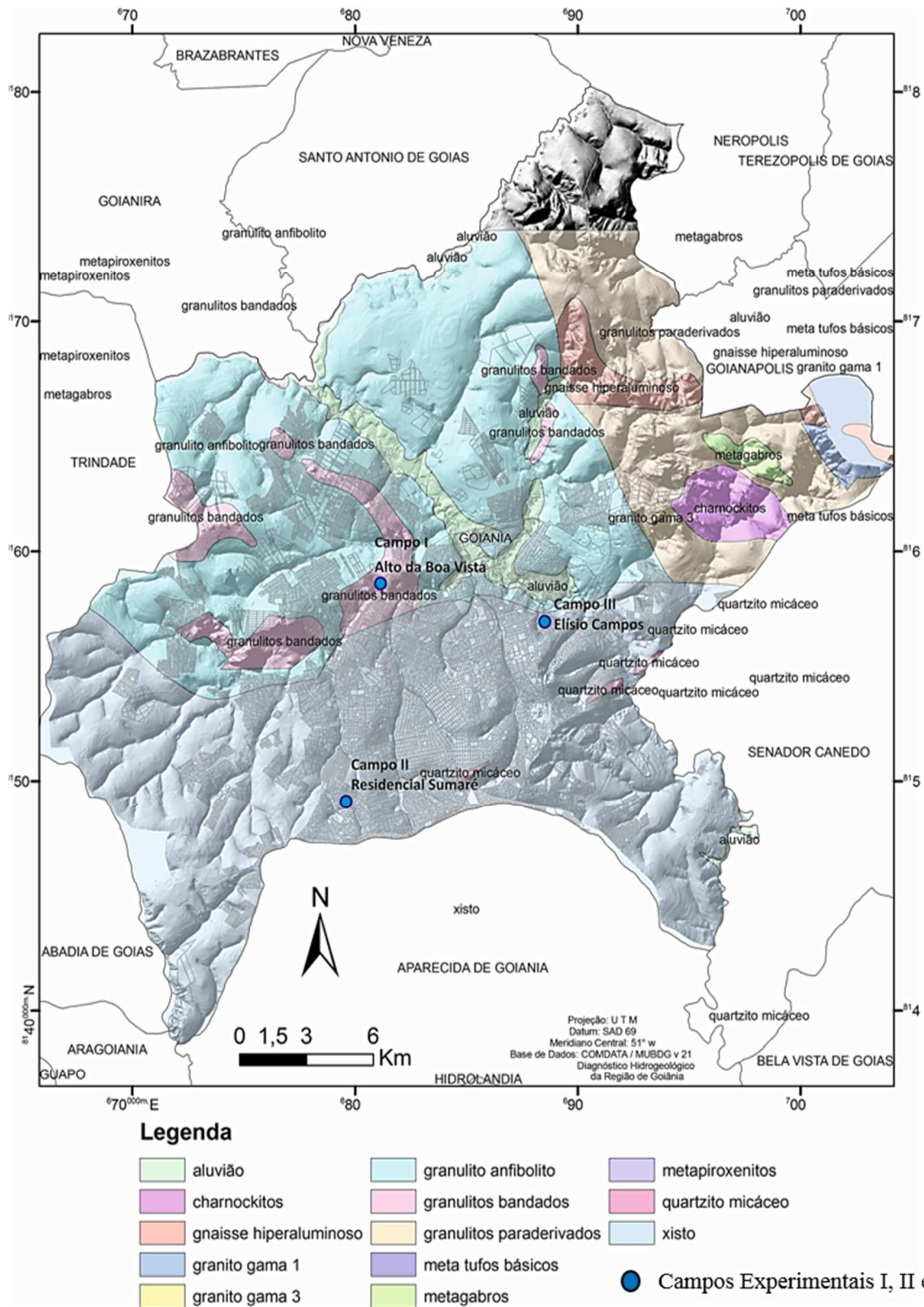


Figura 4.6 – Mapa de solos e localização dos campos experimentais I, II e III. Romão P. de A. (2009) – Mapa de Solos da Região Metropolitana de Goiânia-GO, Fonte: COMDATA, (2001); Campos *et al.* (2003)

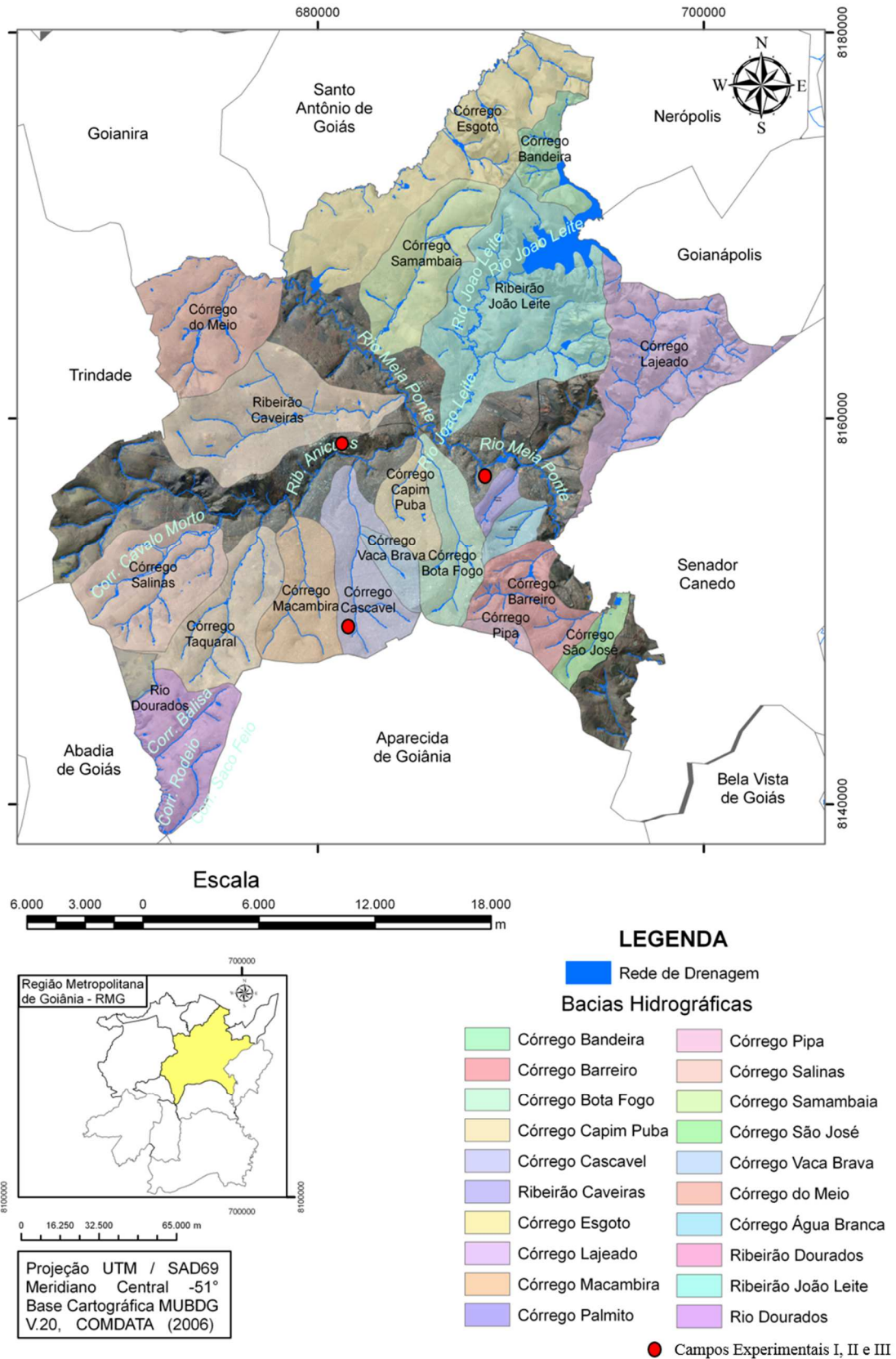


Figura 4.7 – Bacias hidrográficas do município de Goiânia.

4.3 IMPLANTAÇÃO DOS CAMPOS EXPERIMENTAIS E AMOSTRAGEM DO SOLO

Nas três áreas foram realizados ensaios de campo (ensaios de infiltrabilidade), ensaio de laboratório sob as condições de solos saturados e não saturados. Foram feitas simulações numéricas de modo a avaliar a infiltrabilidade dos perfis estudados comparando os poços piloto e de grande diâmetro e diferentes perfis de solo, num sentido mais amplo, incluindo os fatores e parâmetros mais importantes no processo.

Para os ensaios de campo, nas três áreas escolhidas foram executados os poços de grande diâmetro (diâmetro de 1,20m) e poço piloto (diâmetro 0,20m), ambos com a profundidade de 2,50m. Os materiais de amostragem foram retirados dos poços de grande diâmetro em todos os campos experimentais como descrito: amostras deformadas e indeformadas para ensaios de laboratório. As amostras deformadas destinadas aos ensaios de caracterização foram retiradas a cada 0,5m de profundidade. Para os ensaios utilizando amostras indeformadas foram retiradas amostras nas profundidades de 1,0m e 2,0m. O lençol freático foi monitorado em um poço profundo, e o perfil de umidade, em cada uma das campanhas de ensaios, foi retirado em poços escavados a trado.

Os ensaios de laboratório foram realizados para classificar os perfis e determinar os parâmetros hidráulicos e mecânicos dos solos. Dentre as propriedades avaliadas, destacam-se a permeabilidade do solo em condição não saturada e a curva característica solo-água. Estas propriedades apresentam grande variabilidade e são de relevância, já que é desejável que as estruturas ou sistemas de infiltração sejam implantados na porção não saturada do perfil de solo.

Nos três campos experimentais as amostragens deformadas e indeformadas foram coletadas de acordo com a Tabela 4.2, Tabela 4.3 e Tabela 4.4, respectivamente para os CE-I, CE-II e CE-III. As amostras indeformadas foram retiradas em blocos de aproximadamente 0,30 x 0,30m nas profundidades de 1,0 e 2,0 m e as amostras deformadas para os ensaios que as utilizam foram retiradas a cada 0,5 m de profundidade (totalizando 5 amostras). As coletas de amostras obedeceram aos critérios das normas técnicas da ABNT.

Tabela 4.2– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-I.

Amostra (n°)	Profundidade (m)	Amostragem (data)	Quantidade (sacos)	Referência das amostras Indeformadas (n°)
1 ^a	0,5	10/08/04	1	
2 ^a	1,0	10/08/04	2	Bloco 1
3 ^a	1,5	10/08/04	1	
4 ^a	2,0	10/08/04	2	Bloco 2
5 ^a	2,5	10/08/04	1	

Tabela 4.3– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-II.

Amostra (n°)	Profundidade (m)	Amostragem (data)	Quantidade (sacos)	Referência das amostras indeformadas (n°)
1 ^a	0,5	24/09/08	1	
2 ^a	1,0	24/09/08	2	Bloco 1
3 ^a	1,5	24/09/08	1	
4 ^a	2,0	24/09/08	2	Bloco 2
5 ^a	2,5	24/09/08	1	

Tabela 4.4– Relação de amostras deformadas e indeformadas retiradas no CE-III.

Amostra (n°)	Profundidade (m)	Amostragem (data)	Quantidade (sacos)	Referência das amostras indeformadas (n°)
1 ^a	0,5	09/10/10	1	
2 ^a	1,0	09/10/10	2	Bloco 1
3 ^a	1,5	09/10/10	1	
4 ^a	2,0	09/10/10	2	Bloco 2
5 ^a	2,5	09/10/10	1	

4.4 PROCEDIMENTOS NÃO CONVENCIONAIS E NORMAS ADOTADOS

No CE-II que apresentou maior grau de agregação das partículas, foi avaliado por outros métodos que indicassem em qual situação seria maior a desagregação de partículas. Nesse caso, foram realizados ensaios de granulometria utilizando o granulômetro a laser, fazendo-se o uso de defloculação e ultrassom, e o defloculante utilizado foi o hexametáfosfato. Nesse ensaio verificou-se ainda a influência da secagem prévia ao ar e em estufa sobre a estabilidade dos agregados naturais.

Os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação foram utilizados nos três campos experimentais (CE-I, CE-II e CE-III). Para as condições do solo do CE-II também foi utilizado o ensaio de granulômetro a laser, tendo em vista seu alto grau de floculação, ou seja, elevado nível de intemperismo desse solo. Esses ensaios foram realizados utilizando variações de

preparação das amostras e execução do ensaio. Os ensaios de granulometria com granulômetro a laser foram realizados obedecendo os procedimentos propostos por Manso (1999), Lima *et al.* (2002) e por Roseno e Camapum (2007). As variações de forma de execução podem ser mais numerosas, pois o granulômetro a laser oferece diferentes alternativas com a combinação de defloculação química e defloculação mecânica por ultrassom.

A realização dos ensaios de granulometria nas modalidades com e sem defloculante foi motivada primeiramente pela hipótese de que as variações de ensaio poderiam fornecer informações a respeito da quantidade de agregações no solo e a respeito da estabilidade destas agregações frente aos variados mecanismos desagregadores. Além disso, segundo Borges (2010), as várias combinações de formas de execução do ensaio são adotadas porque existe uma quantidade limitada de dados da literatura relacionados à técnica a laser e a de sedimentação. O método específico de granulometria a laser, adotado para ensaio no CE-II, poderia possibilitar um melhor entendimento da relação entre os resultados obtidos pelas duas técnicas acerca de um solo altamente intemperizado de acordo com a descrição a seguir. Na Tabela 4.5 são descritos os métodos adotados nos ensaios de granulometria utilizando o granulômetro à laser.

Tabela 4.5– Variações adotadas nos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação e utilizando o granulômetro a laser

Ensaio	Simbologia	Descrição
Granulometria por peneiramento e sedimentação	CD	Com secagem prévia ao ar, com defloculante.
	SD	Com secagem prévia ao ar, sem defloculante.
Granulometria por granulômetro a laser	wncd	Sem secagem prévia ao ar, com defloculante.
	wnsd	Sem secagem prévia ao ar, sem defloculante.
	wscdcd	Com secagem prévia ao ar, com defloculante e com ultrassom.
	wscdsu	Com secagem prévia ao ar, com defloculante e sem ultrassom.
	wssdcd	Com secagem prévia ao ar, sem defloculante e com ultrassom.
	wssdsu	Com secagem prévia ao ar, sem defloculante e sem ultrassom.
	wecdcd	Com secagem prévia em estufa (60°C), com defloculante e com ultrassom.
	wecdcdsu	Com secagem prévia em estufa (60°C), com defloculante e sem ultrassom.
	wesdcd	Com secagem prévia em estufa (60°C), sem defloculante e com ultrassom.
	wesdsu	Com secagem prévia em estufa (60°C), sem defloculante e sem ultrassom.
	wncdcd	Sem secagem prévia ao ar e com defloculante, com ultrassom.
	wncdcdsu	Sem secagem prévia ao ar e com defloculante, sem ultrassom.
	wnsdcd	Sem secagem prévia ao ar e sem defloculante, com ultrassom.
	wnsdcdsu	Sem secagem prévia ao ar e sem defloculante, sem ultrassom.

A Figura 4.8 mostra o granulômetro a laser utilizado nos ensaios do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília.



Figura 4.8 – Granulômetro a laser.

Outro fator importante é que a técnica a laser que, apesar de exigir um equipamento de alto custo, tem se tornado cada vez mais viável, tendo em vista a redução contínua do custo e aquisição do equipamento. Além disso, deve-se considerar a facilidade de execução do ensaio, pois a operação do equipamento e a técnica do ensaio são simples, assim como é rápida a obtenção dos resultados, que ficam prontos em segundos. A técnica tem se difundido e é importante na formação de bancos de dados, e podendo ser comparados com os inúmeros resultados da granulometria convencional existentes nos solos de todo o país.

4.5 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Para os campos experimentais I, II e III foram realizadas análises mineralógicas utilizando-se difratometria por Raios-X (DRX).

Para a identificação dos argilominerais e os amorfos de sílica, alumínio e ferro que caracterizam o perfil de intemperismo dos solos foram utilizados ensaios de DRX difratometria de Raios-X. Os ensaios dos CE-I e CE-II foram feitos no LABS.C de Furnas de acordo com a IT.DCT.MR.014 (Furnas, 2009b), IT.DCT.MR.015 (FURNAS, 2009c), e IT.DCT.MR.016 (Furnas, 2009d). Já para o CE-III, os ensaios foram realizados no Laboratório de Difração de Raios X do Laboratório de Geologia do Instituto de Geociências da UnB. Utilizou-se um difratômetro RIGAKU – D/MAX – 2A/C, operado com tubo de cobre, com 40 kV e 20mA. A partir dos difratogramas, os minerais foram identificados por um *software* JADE 3.0 da MDI.

Esse *software* dispõe de rotinas de suavização de curva, eliminação de *background*, procura automática de picos, cálculo da largura a meia-altura, tamanho médio de partículas e ainda pesquisa possíveis minerais no banco de dados mineralógicos do *Internacional Centre for Diffraction Data* (ICDD) e ângulo de incidência de 2 a $30^\circ - 2\theta$ (Guimarães, 1999).

A técnica de difratometria de Raios-X consiste em determinar as distâncias interplanares (i.e, distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais), através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de Raios-X incidente e o plano que o difrata bem como o comprimento de onda desses raios. Esta técnica tem sido muito utilizada para a identificação de minerais constituintes de diversos materiais.

Para identificar a estruturas dos diversos argilominerais encontrados nos perfis dos solos e a formação dos grumos que estruturam o perfil, as amostras do perfil do CE-I foram submetidas à microscopia eletrônica de varredura (MEV) do LABS.C de Furnas com os procedimentos de metalização com ouro e aterramento com prata. O ensaio identificou a caulinita, muscovita, montimorilonita e os elevados teores de óxido de ferro e alumínio, além do silício e titânio presentes no solo, apontando também a formação dos grumos e da macroporosidade do maciço e a presença de raízes na formação de porosidade marcada pela flora e fauna terrestre relativas ao CE-I.

Foi feita a identificação da morfologia de alguns minerais como o quartzo, caulinita, muscovita e montimorilonita e também dos amorfos como a gibbsita e goethita, produtos do intemperismo dos solos. Esses minerais também fazem parte dos outros dois perfis, diferindo em proporções, assim como a presença da macroporosidade criada pelas raízes ou caminho da fauna terrestre.

Tanto os minerais como a presença de poros no solo podem influenciar na infiltração deste. No caso da fauna e flora, a criação de caminhos preferenciais favorece a infiltração da água no solo.

4.6 ADENSAMENTO E PERMEABILIDADE SATURADA

As amostras de solos dos três campos experimentais foram submetidas aos ensaios de adensamento na condição natural e inundada para identificar a colapsividade ou expansão do solo. As cargas e intervalos de leitura são os mesmos para ambas as condições iniciais, e os estágios de carregamento e descarregamento ocorreram de acordo com a normatização.

Detalhes da montagem da célula para o ensaio de adensamento são apresentados na Figura 4.9. (a) e (b).



Figura 4.9 – Ensaio de adensamento: (a) preparação do CP e (b) montagem na célula de adensamento para as condições natural e inundado.

A permeabilidade dos perfis foi avaliada por permeâmetro de carga variável que mediu a permeabilidade na condição saturada dos solos. Esse parâmetro é fator limitante da infiltração de água no solo. No CE-I os ensaios de permeabilidade foram realizados nos sentidos horizontais e verticais da amostra. No CE-II os ensaios de permeabilidade foram realizados por meio de ensaios especiais de permeabilidade, utilizando equipamentos de permeabilidade capazes de avaliar a permeabilidade com carga variável e com medida de sucção.

Os ensaios de permeabilidade do CE-III foram realizados nas direções horizontal e vertical e nas direções normal e paralela à xistosidade do solo, de forma a identificar os coeficientes de permeabilidade e a direção de fluxo que melhor define o perfil do campo com solo residual jovem (micaxisto).

Na Figura 4.10 em (a) moldagem do corpo de prova do CE-II; em (b) montagem do corpo de prova na célula do permeâmetro e (c) Corpo de prova após o ensaio, material do CE-III.

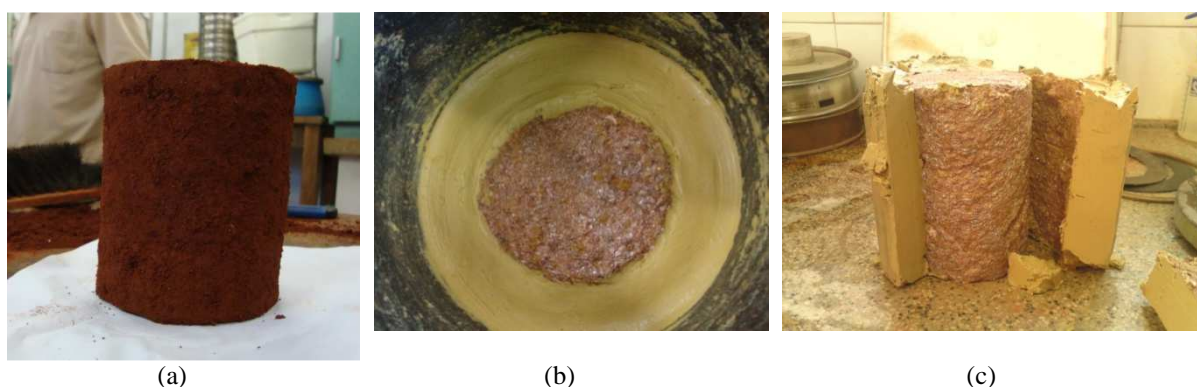


Figura 4.10 – Ensaio de permeabilidade: (a) preparação do CP, solo do CE-II; (b) montagem do CP no permeâmetro de carga variável e em (c) CP depois de ensaiado, (a) e (b) solo do CE-III.

4.7 ENSAIOS EM SOLOS NÃO SATURADOS

4.7.1 DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA

A determinação da curva característica do perfil é um dos ensaios mais importantes para a obtenção dos parâmetros do solo na sua condição não saturada. Amostras dos três campos experimentais foram ensaiadas utilizando as técnicas do papel filtro de acordo com a metodologia ASTM-D5298/1992, Bulut (2008) e Borges (2010). O método foi utilizado para determinar a sucção matricial do solo e os materiais básicos do ensaio são apresentados na Figura 4.11. Esse método foi escolhido por ser um método simples, eficiente e capaz de medir uma faixa ampla de sucção (10 a $1,0 \times 10^{-6}$ kPa), além de ser um ensaio de baixo custo de execução. O tempo de resposta é relativamente longo, no entanto compatível com o desenvolvimento da pesquisa.

O ensaio da curva característica utilizando método do papel filtro consiste em alcançar o equilíbrio de sucção matricial ou total entre o solo e um disco de papel filtro que possui uma curva de calibração conhecida. As amostras foram moldadas em anel de PVC, chamados corpos de prova (CP) com diâmetro e altura, médios de 5cm e 2 cm, respectivamente. Os moldes foram mantidos até o fim do ensaio para a proteção dos CP de solo. O procedimento foi cuidadosamente realizado para não amolgar a amostra, não perder material do CP e não haver perda das características de campo.

Durante a moldagem dos CP foi avaliado o teor de umidade da moldagem que representou o conjunto desses. Como o interesse do ensaio foi a curva de molhagem, os CP foram inicialmente secos ao ar. A seguir foi imposta uma umidade inicial a cada grupo de dois CP, variando da condição mais seca, umidade higroscópica até a saturação de 100%. Essa variação de umidade foi calculada de acordo com cada variação desejada por meio do peso de cada conjunto. Para corrigir as variações entre as medidas dos moldes, cada corpo de prova foi cuidadosamente medido (diâmetro e altura) e pesados. Esses dados foram levados em conta no cálculo do respectivo volume e teor de água a ser acrescentado, dois a dois.

Após a identificação do conjunto de CP e sobre um filme plástico que veio acima de uma folha de alumínio todo o conjunto foi levado à uma balança para medir a quantidade de água necessária a cada um. Esse procedimento foi repetido para todos os conjuntos de CP com suas

respectivas umidades que foram acrescida de 3% de um conjunto para o próximo de 3%, aproximadamente.

Feito isso, foi acrescido um disco de papel filtro (Whatman-42) com diâmetro inferior ao CP, protegido por outros dois discos do mesmo papel. Após pesado, o conjunto foi fechado com fita vedante (veda rosca), e em seguida armazenados em um pote fechado, hermeticamente e armazenado em uma caixa de isopor por, no mínimo de 14 dias, para alcançar o equilíbrio da umidade entre o solo e o papel filtro.

Todos os procedimentos com o papel filtro foram feitos utilizando luvas e pinças para evitar a contaminação do mesmo, principalmente a oleosidade da pele do operador. Todos esses cuidados são para a proteção do conjunto de forma que o fluxo ocorra somente entre o solo e o papel garantindo o equilíbrio de sucção.

Após o equilíbrio, o papel filtro foi retirado e rapidamente pesado em balança com precisão de 0,0001 g, obtendo-se assim o peso úmido. Em seguida o papel foi colocado em cápsulas e levado a estufa de 60 °C por 24 horas. A estufa utilizada é uma estufa reservada apenas para este ensaio não sendo utilizada para solos ou outros materiais o que minimiza a possibilidade de contaminação do papel filtro por partículas de solo ou outros elementos.

Com o peso seco e peso úmido, a umidade do papel filtro foi determinada. Através da curva de calibração, obteve-se a sucção correspondente, considerada a mesma da amostra. Com os dados da sucção e a umidade correspondente do solo em cada conjunto de dois CP, obtém-se um ponto na curva característica. Os procedimentos do ensaio da curva característica utilizando o método do papel filtro são mostrados na Figura 4.11 em (a) balança para pesagem do CP e umidade do solo; em (b) pesagem do CP moldado e água acrescida; (c) conjunto do corpo de prova e pote para equilíbrio com o papel filtro (d) armazenamento do conjunto em pote hermético, e em (e) pesagem do papel filtro na balança especial.

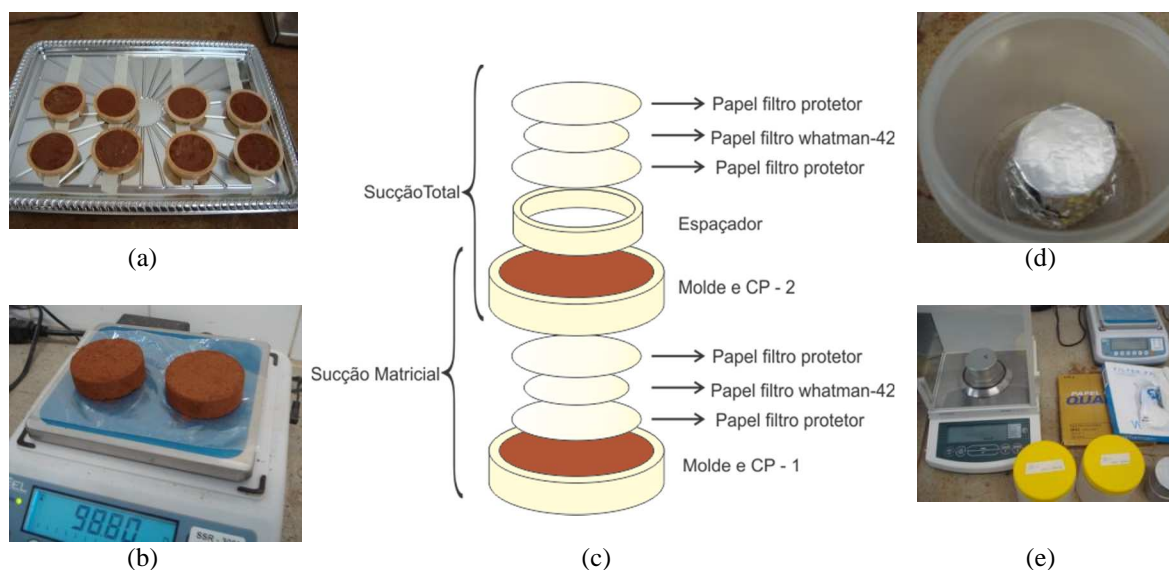


Figura 4.11 – Ensaio de papel filtro para determinação da curva característica.

As campanhas de ensaios dos solos dos três campos experimentais tiveram como objetivo principal avaliar o papel da estrutura do solo nas suas propriedades e comportamento não saturado, e também verificar a importância e influência da sucção na infiltração da água no solo, principalmente na porção superior dos poços de infiltração.

Os resultados das curvas características dos perfis estudados proporcionaram as correções entre a sucção matricial *versus* a saturação, sucção matricial *versus* umidade, sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água, sucção matricial *versus* a permeabilidade entre outras comparações. A faixa de sucção medida em laboratório variou entre 9,0 kPa até $1,0 \times 10^6$ kPa.

4.7.2 DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NÃO SATURADA

Para o CE-II serão apresentados os resultados de ensaios da permeabilidade saturada e não saturada de Garcês (2010). O autor determinou a condutividade hidráulica saturada por meio de um permeômetro triaxial com coluna de mercúrio. Esse conjunto de equipamentos garantiu a saturação da amostra por meio de contra pressão.

A condutividade hidráulica não saturada foi medida utilizando o permeômetro triaxial com controle de sucção do Laboratório de Solos da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). O autor descreve que o equipamento foi desenvolvido por Feuerharmel (2007) e relaciona algumas de suas vantagens que preenche alguns pré-requisitos fundamentais para a

realização deste tipo de ensaio ao permitir: a) controlar independentemente todas as variáveis de tensão; b) a aplicação de tensões semelhantes às experimentadas pelo solo em campo; c) medir com precisão o volume de água que entra e sai da amostra; d) controlar o gradiente hidráulico do solo; e) medir com precisão a variação volumétrica da amostra durante o ensaio, e finalmente; f) possibilitar a eliminação de ar difuso acumulado no sistema. A Figura 4.12 apresenta o equipamento desenvolvido por Feuerharmel (2007) e utilizado por Garcês (2010) na determinação da condutividade hidráulica não saturada. O equipamento utilizado por Garcês (2010) tem a configuração apresentada na Figura 4.13.



Figura 4.12 - Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007). Foto Garcês (2010).

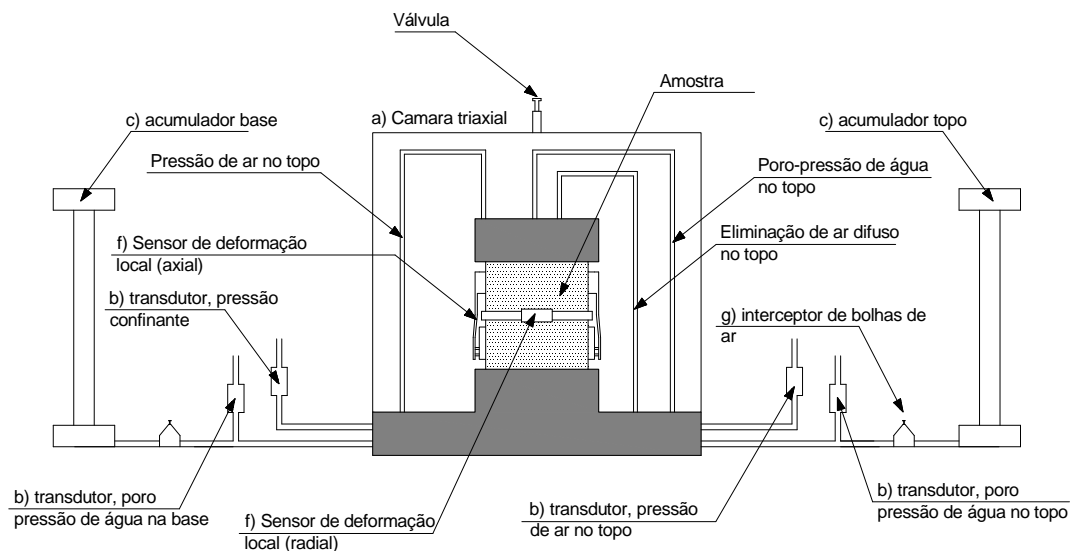


Figura 4.13– Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007), utilizado para o solo do CE-II e esquematizado por Garcês (2010)

Na Tabela 4.6 estão relacionadas as metodologias utilizadas nos ensaios de laboratório e os ensaios especiais descritos anteriormente para a realização desta pesquisa e as respectivas normas adotadas.

Tabela 4.6 – Ensaio realizados ou previstos, normas da ABNT e recomendações.

Item	Ensaio	Normas Técnicas, Recomendações e Procedimentos
1	Retirada de amostras indeformadas.	NBR 9604/1986
2	Determinação do teor de umidade	NBR 6457/1986
3	Limite de contração	NBR 07183/1969
4	Limite de liquidez.	NBR 6459/1984
5	Limite de plasticidade.	NBR 7180/1984
6	Determinação da Massa Específica.	NBR 6508/1984
7	Determinação da massa específica aparente, <i>in situ</i> com emprego do frasco de areia.	NBR 7185/1986.
8	Determinação de massa específica aparente de amostras indeformadas, com emprego da balança hidrostática.	NBR 10838/1988 e MB 2887/1988
9	Análise Granulométrica por sedimentação com defloculante (CD) e sem defloculante (SD).	NBR 7181/1984
10	Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.	NBR 14545/2000
11	Adensamento unidimensional. Adensamento oedométrico com controle de sucção (UFRS) para pressões entre 0 e 1500 kPa	NBR 12007 CB-2 e MB 3336/1990 (Método Brasileiro)
12	Determinação da curva característica pela técnica do papel filtro Para pressões até 1500 kPa.	ASTM-D5298/1992 Bulut (2008) Borges (2010) Lima <i>et al.</i> (2002)
13	Granulômetro a laser	Roseno e Camapum (2007)
14	Microscopia eletrônica de varredura utilizada no CE-I	Método utilizado em Furnas (200?)
15	Difratometria por Raios X	Método Utilizado em Furnas IT.DCT.MS.016 (2009)

4.8 DESCRIÇÃO DOS POÇOS DE INFILTRAÇÃO E ENSAIOS DE CAMPO

Para avaliar o perfil de infiltrabilidade dos solos estudados, foram escavados manualmente poços pilotos e poços de grande diâmetro. Os poços foram preparados para serem monitorados como descrito anteriormente, avaliando-se a infiltrabilidade de acordo com a sazonalidade e variação do lençol freático.

4.8.1 INSTALAÇÃO DOS CAMPOS DE PESQUISA

Para a instalação dos campos de pesquisa inicialmente foram escavados os poços de infiltração: poço piloto e de grande diâmetro. As amostras, deformadas e indeformadas, para os ensaios de laboratório foram retiradas do poço de grande diâmetro e os ensaios de laboratório foram realizados de acordo com a metodologia da mecânica dos solos clássica e também ensaios da mecânica dos solos não saturados.

A seguir serão apresentados os perfis de solo, as particularidades de cada um e as estruturas implantadas em cada um dos três campos estudados.

4.8.1.1 CAMPO EXPERIMENTAL I

A Figura 4.14 mostra as imagens das escavações e a amostragem do bloco indeformado do CE-I. Nesse campo o perfil do solo apresenta litologia dos Granulitos bandados e varia com a profundidade de argila siltosa a silte argiloso. Pode-se verificar neste perfil a presença da plintita, Figura 4.14(b) responsável pelo desenvolvimento do intemperismo do solo local. O solo desse perfil embora seja bem intemperizado não é estruturado com formação de macroporosidade, característica marcante do CE-II.

Uma particularidade desse perfil é que durante o processo de escavação há a formação de “alisamento” das paredes do poço pelo contato da ferramenta de corte (trado) como mostra a Figura 4.14(a).

Nos ensaios de infiltração, sob esta condição, reduz-se bastante a capacidade de infiltração inicial do poço, o que pode ser determinante no caso de teste em campo. No caso do poço piloto, é difícil corrigir o problema devido à falta de acesso às paredes do poço. Já nos poços de grande diâmetro é possível fazer uma inspeção nas paredes e remover as partes lisas antes de iniciar o ensaio de infiltração ou da liberação para a conclusão do poço no caso de projeto.

A realização de teste de infiltração em poços que tenham a superfícies “alisadas” tende a falsear os resultados, subestimando a taxa de infiltração real do solo.

A Figura 4.14(c) apresenta a escavação do poço e a amostra indeformada para os ensaios com corpos de prova indeformados.

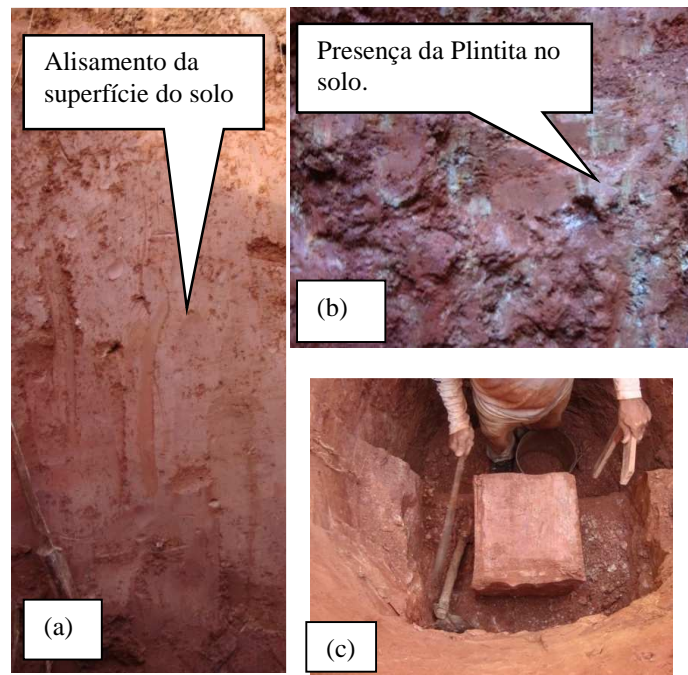


Figura 4.14 – Detalhes do perfil do solo e amostras do CE-I.

Na sequência da escavação o poço de grande diâmetro foi revestido com manta geotêxtil em todos os casos, e anéis de concreto pré-moldado (CE-I e CE-II) e pneus usados no CE-III. Em seguida, a Figura 4.15 mostra os poços piloto e de grande diâmetro. Na Figura 4.15(a) poço de grande diâmetro, e na Figura 4.15(b) poço piloto. O sistema de monitoramento utilizado nos dois poços foi o processo de medir o rebaixamento do poço por trena e cronômetro.

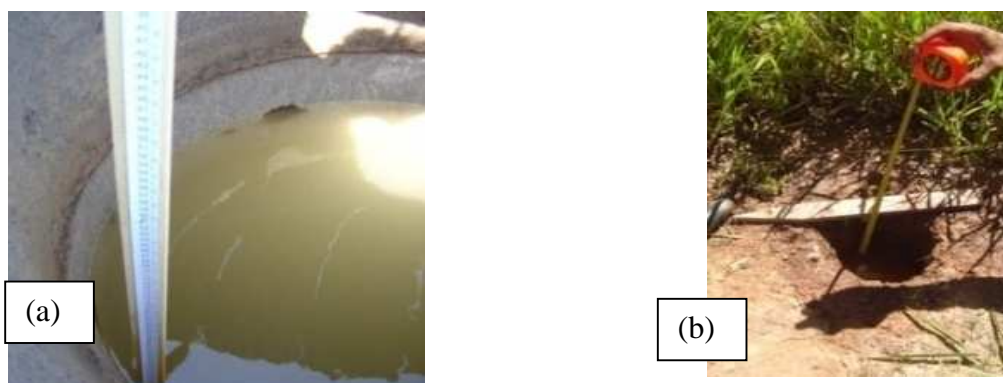


Figura 4.15 – (a) Monitoramento do poço grande e em (b) monitoramento do poço piloto do CE-I.

4.8.1.2 CAMPO EXPERIMENTAL II

O CE- II encontra-se em um perfil com litologia em latossolo vermelho xistoso quartzítico. Solo profundamente intemperizado, estruturado com macroporos. O perfil é tátil-visualmente uniforme ao longo de todo o perfil. Na granulometria com o uso de defloculante (CD) o solo se apresenta como argila areno-siltosa. Na granulometria sem defloculante (SD) o solo se apresenta como silte arenoso. Esse solo possui agregação das partículas de argila formando grumos com diâmetro no tamanho de silte e areia.

A Figura 4.16 mostra as características do poço de grande diâmetro em (a) e amostras indeformadas retiradas desse poço na Figura 4.16(b).

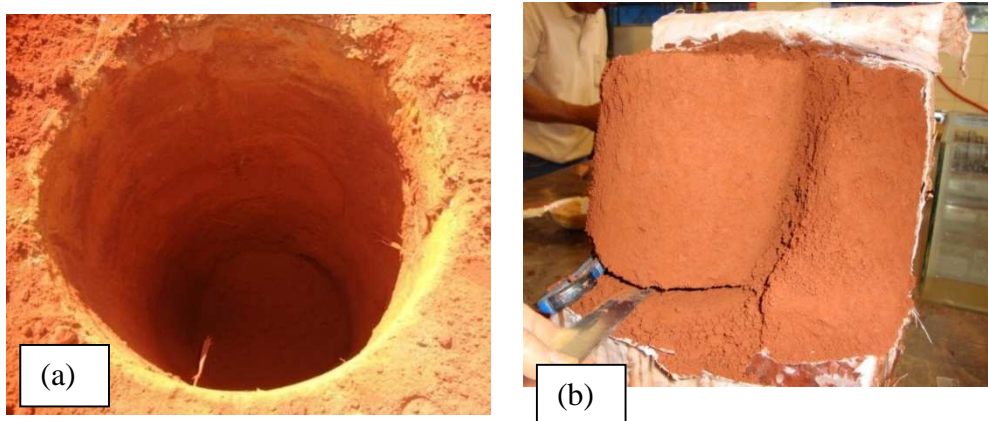


Figura 4.16 – (a) Poço grande diâmetro e em (b) amostra indeformada do perfil do CE-II.

A Figura 4.17 mostra os poços de grande diâmetro com o revestimento em tubo de concreto pré-moldado, e furos para a saída da água na Figura 4.17(a). Na interface solo/revestimento em tubo de concreto foi colocado manta geotêxtil nas paredes e fundo. O sistema utilizado para o enchimento do poço durante o teste, tendo em vista a sua alta capacidade de infiltração, foi uma mangueira com maior capacidade de vazão como mostra a Figura 4.17(b). Na Figura 4.17(c) está ilustrado o poço piloto do CE-II.



Figura 4.17 – (a) Poço grande diâmetro e em (b) Detalhe do abastecimento mais rápido do poço grande e instrumento de monitoração do N.A. no poço e em (c) poço piloto do CE-II.

4.8.1.3 CAMPO EXPERIMENTAL III

O CE-III encontra-se em um perfil com litologia em latossolo vermelho xistoso quartzítico a exemplo do CE-II, diferenciando-se deste por se apresentar pouco intemperizado, perfil característico de um solo residual jovem pouco argiloso.

O perfil apresenta xistosidade com inclinação de 50° com a horizontal na maioria dos cortes realizados e também apresenta fragmentos de rocha de origem. Detalhe da amostra indeformada e as características do solo são apresentadas na Figura 4.18.

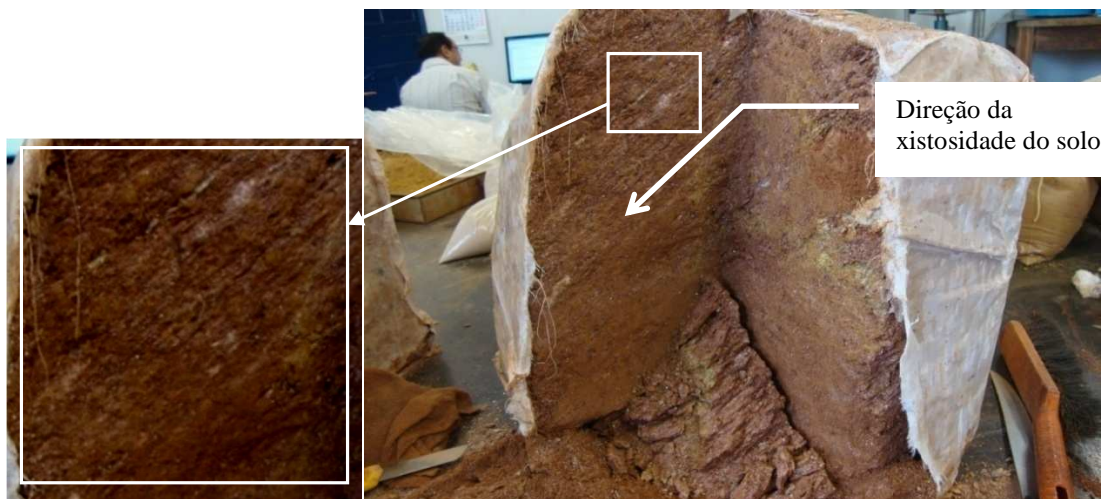


Figura 4.18 – Vista da xistosidade da amostra indeformada extraída do CE-III

A granulometria com defloculante (CD) e sem defloculante (SD) não afetou significativamente o resultado. O solo é areno-siltoso. A fração argila só aparece com o uso de defloculante e em porcentagem inferior a 10%.

O perfil deste solo é bastante heterogêneo: apresenta resíduo da rocha mãe, xistosidade inclinada na maioria das superfícies observadas e pode, em certos pontos do solo, apresentar uma porção bastante solta, introduzida dentro do maciço característico. As fotografias mostram bem a heterogeneidade desse perfil.

No bloco da Figura 4.19(a) é apresentada uma xistosidade que pode variar de direção. Nessa mesma amostra pode-se observar no canto superior esquerdo a presença de solo em processo mais evoluído de intemperismo como mostra a Figura 4.19(a). Solo de estrutura friável como mostra a Figura 4.19(b), frágil e de difícil modelagem de amostras indeformadas.

E em algumas regiões o perfil apresenta-se em processo de intemperismo mais avançado, com porções de argila formando uma estrutura isolada, como pode ser vista nas Figura 4.19(c), (d), (e) e (f). Na Figura 4.19(d) aparece uma amostra mais compacta que mostra bem as porções argilosas agregadas. Em (e) e (f), os agregados argilosos na amostra e depois do peneiramento.

A Figura 4.19(g) mostra o solo rico em muscovita, resultado do peneiramento fino. A amostragem do peneiramento rico em muscovita é característica de solo residual jovem. Finalmente, a Figura 4.19(h) mostra a facilidade de decantação do material quando submerso.

A Figura 4.20 mostra os poços de grande diâmetro com o revestimento em geotêxtil e pneus usados, com furos para a saída da água (Figura 4.20 (b)). O sistema utilizado para o enchimento do poço foi uma mangueira de 38 mm de diâmetro (1^{1/2}"). Na Figura 4.20(d) é apresentado o poço piloto com revestimento em tubo PVC que garantiu a estabilidade do poço para todas as baterias de ensaio. A alimentação do poço piloto foi por meio de uma mangueira de 1/2" e o mesmo procedimento foi adotado nos outros poços pilotos dos demais campos experimentais.



Figura 4.19 – Vista da complexidade de amostras indeformadas e detalhes em amostras deformadas do perfil de solo do CE-III.

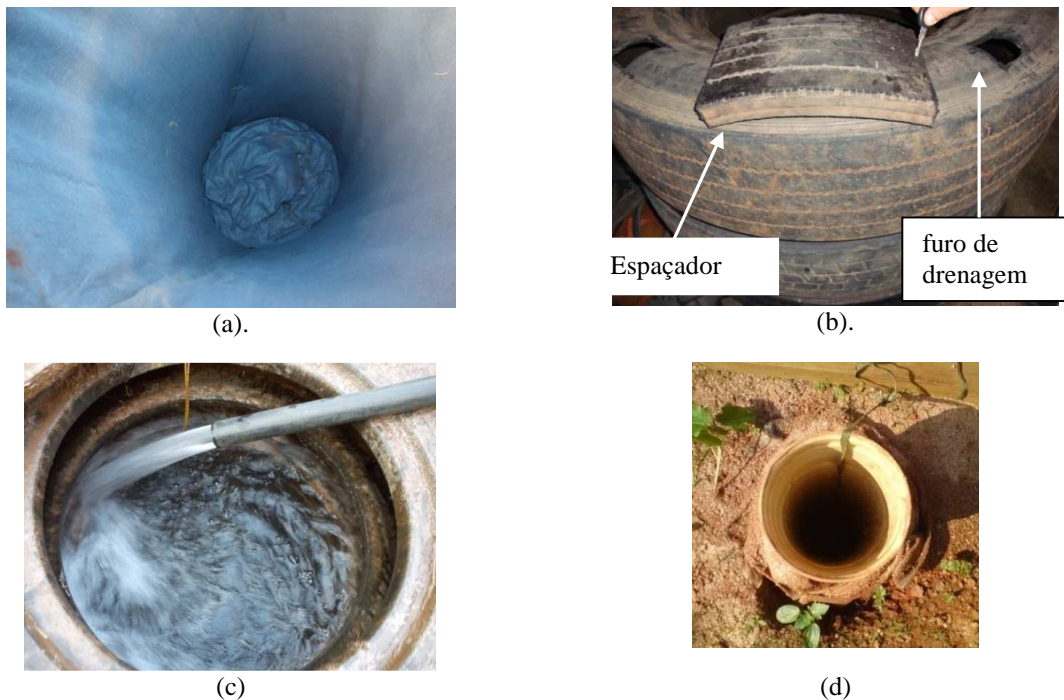


Figura 4.20 – Poços de grande diâmetro e poço piloto ensaiados no CE-III. Em (a) revestimento do poço grande, (b) detalhe do pneu utilizado no revestimento do poço, (c) abastecimento do poço e em (d) monitoramento do poço piloto.

Os critérios de modelagem dos corpos de prova para os ensaios de cada campo experimental foi baseado nas particularidades de cada campo, observando as direções mais adequadas para os ensaios da curva característica e da permeabilidade. Seus resultados foram apresentados levando em conta as direções de cada corpo de prova.

A configuração final dos poços de grande diâmetro foi:

- a) revestidos com manta geotêxtil (espessura 3,8 mm) entre o revestimento e a superfície do solo;
- b) os poços de grande diâmetro do CE-I e CE-II foram revestidos com tubo de concreto perfurados para possibilitar a saída da água do poço;
- c) o poço de grande diâmetro do CE-III foi revestido com pneus usados perfurados para permitir a saída d'água do poço e não permitir acúmulo de água nas bordas dos pneus propiciando criadouro de insetos;

os poços pilotos foram monitorados sem o uso de revestimento, exceção para poço piloto do CE-III que foi revestido em tubo PCV de 200 mm de diâmetro também perfurado para a saída da água no poço.

A Figura 4.21 apresenta em (a) e (b) os sistemas de monitoramento adotados na pesquisa e (c) o monitoramento do nível do lençol freático. Os instrumentos utilizados foram: sensor de pressão e a trena para monitoramento do rebaixamento do nível d'água no poço. O piezômetro, para acompanhar variação do nível do lençol freático, é mostrado na Figura 4.21(c). Desprezou-se a medida do volume consumido para o enchimento do poço porque os poços foram monitorados apenas durante o esvaziamento, mesmo que o volume consumido seja maior do que poço adotado no cálculo do perfil de infiltração, excluído o volume infiltrado durante o enchimento. Para a simulação numérica foram considerados os volumes de enchimento e esvaziamento do poço por meio do tempo decorrido.

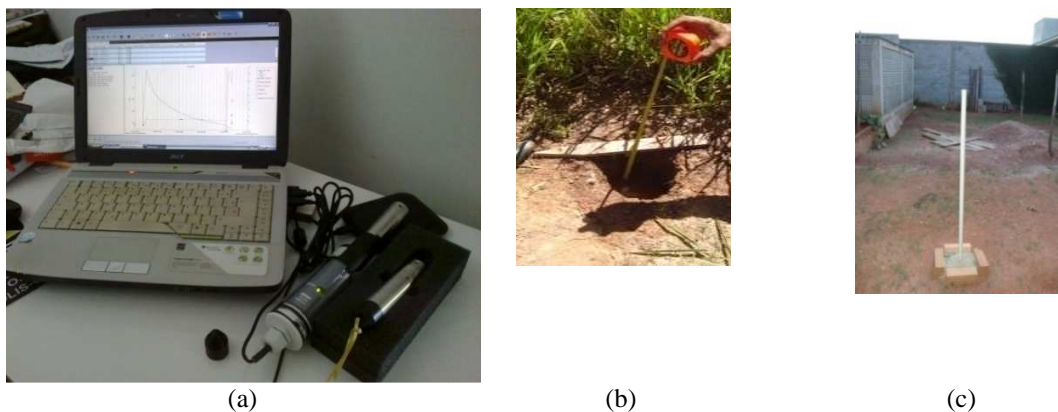


Figura 4.21 – Instrumentos e monitoramento de poços: (a) *software* com o sensor de nível d'água para monitorar o rebaixamento de poços durante os ensaios de campo; (b) poço piloto com monitoramento por trena; (c) piezômetro para o monitoramento de variação do lençol freático.

Em cada campo experimental os poços de grande diâmetro e o poço piloto foram ensaiados sob as mesmas condições e no mesmo dia.

O programa experimental em campo constituiu-se de ensaios de infiltração em poços pilotos (poço de pequeno diâmetro) e poço de grande diâmetro, distribuídos aos pares em cada um dos campos experimentais.

Para atender aos objetivos da pesquisa, poços piloto e poços em escala real foram testados impondo-se a infiltração sob carga hidráulica máxima de 25 kPa (poço cheio), em regime de carga variável para ambos os poços. Os ensaios de infiltrabilidade em campo foram realizados

em condição inicial de umidade natural e, em seguida, na condição de saturação máxima ou de pré-inundação com o enchimento do poço no dia anterior. A condição de pré-saturação é obtida fazendo-se o enchimento do poço no dia anterior ao teste. Esse procedimento teve o objetivo de simular vários dias consecutivos de chuva. O processo foi aplicado nas mesmas condições nas estações de seca e de chuva. Também foi observado o ciclo anual completo de variação do nível de lençol freático (mais profundo para início das chuvas e mais raso no final da temporada de chuva).

A configuração dos poços de infiltração, poço para retirada de amostras para avaliar o perfil de umidade em cada bateria de ensaios e o piezômetro utilizado para monitorar a variação do lençol freático estão apresentados na Figura 4.22.

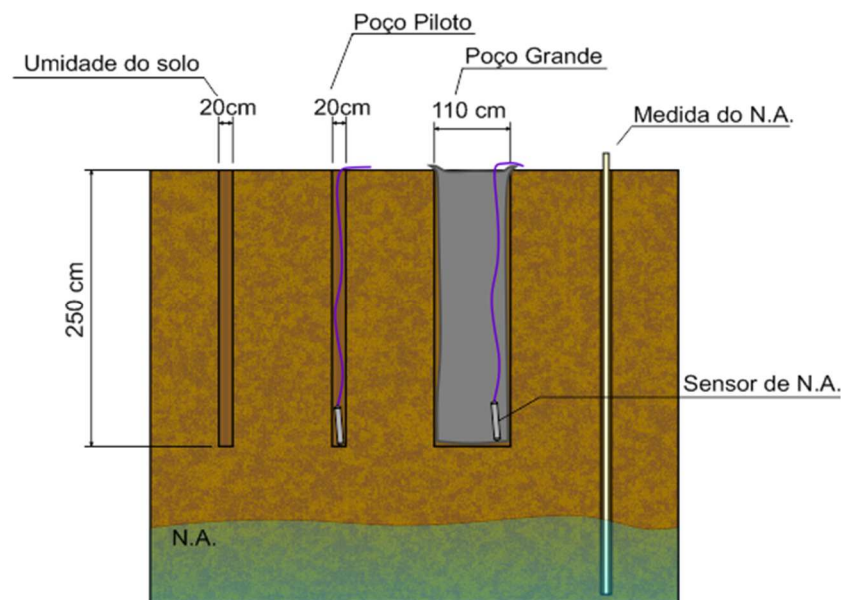


Figura 4.22 - Configuração dos poços, da esquerda para a direita: poço para retirada de umidade do perfil, poço piloto, poço de grande diâmetro e piezômetro para monitorar o lençol freático.

O volume de água utilizado nos ensaios de pré-inundação e teste de infiltrabilidade é obtido por meio de caminhão pipa. O enchimento dos poços se dá por mangueira acoplada ao caminhão pipa utilizada para a descarga do fluido, no caso de solo com menor permeabilidade. Já para os poços de grande diâmetro, implantados em solos com maior capacidade de infiltração o abastecimento é feito pela mangueira de sucção que abastece o caminhão pipa na fonte, por ter maior vazão de descarga do que no caso anterior, garantindo o enchimento do poço num prazo satisfatório para o teste. O uso de um ou de outro sistema se fez necessário considerando que

nos solos de maior permeabilidade, a taxa de infiltração pode superar a taxa de abastecimento dos poços.

A variação do nível d'água nos poços foi avaliada por trena numa condição mais simples ou pelo sensor de pressão eletrônico que tem sua leitura convertida em altura da lâmina d'água na saída de dados do *software*. Esse sensor possibilitou tanto a medida da infiltração durante o enchimento quanto na etapa de rebaixamento, pois a turbulência da água no enchimento não interfere na leitura como ocorre com o sistema de trena. O sensor também mede a variação de temperatura da água durante o ensaio.

4.9 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO

Para avaliar a capacidade de infiltração de um perfil de solo, foram descritos vários métodos encontrados na literatura.

Na metodologia utilizada nesse trabalho, 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 como mostra a Figura 4.23(a). Para cada ensaio é conhecido o nível de lençol freático. Nos diversos métodos a taxa de infiltração I é calculada através da relação do volume infiltrado pela área de infiltração da estrutura disponível, em relação ao tempo acumulado, e é dada pela Equação 4.1. O resultado é expresso em $m^3/m^2.s$ e representa o volume que atravessa uma superfície em uma variação de tempo estabelecida ou simplesmente m/s .

$$I = \frac{V}{A.\Delta t} \quad (4.1)$$

Onde:

I = taxa de infiltração;

V = volume infiltrado em m^3 ;

A = área de infiltração que é igual à soma da área das paredes e fundo do poço;

Δt = intervalo de tempo para medir a variação do nível d'água na estrutura.

No segundo método, de acordo com CIRIA 156 (1996), considera-se que para determinar a taxa de infiltração média em ensaios *in situ* deve ser realizado em poço em escala real. O ensaio

deve ser repetido várias vezes e de preferência no mesmo dia. Este ensaio determina que a taxa de infiltração seja dada pela razão entre o volume (V_p), infiltrado entre 75% e 25% da profundidade do poço, dividido pela soma das áreas das paredes verticais mais a área do fundo do poço, disponíveis para a infiltração deste volume, multiplicado pela variação de tempo necessária para ocorrer o evento. Na Figura 4.23(b) a área hachurada representa 50% do volume infiltrado considerado para determinação da taxa de infiltração média. A Equação 4.2 calcula a taxa de infiltração média, I .

$$I = \frac{V_{p75-25}}{a_{p75-25} \cdot t_{p75-25}} \quad (4.2)$$

Onde:

I = taxa de infiltração média;

V_{p75-25} = volume entre 25% e 75% de profundidade do poço;

A_{p75-25} = área de infiltração disponível contabilizando as paredes e o fundo;

t_{p75-25} = tempo decorrido em segundos.

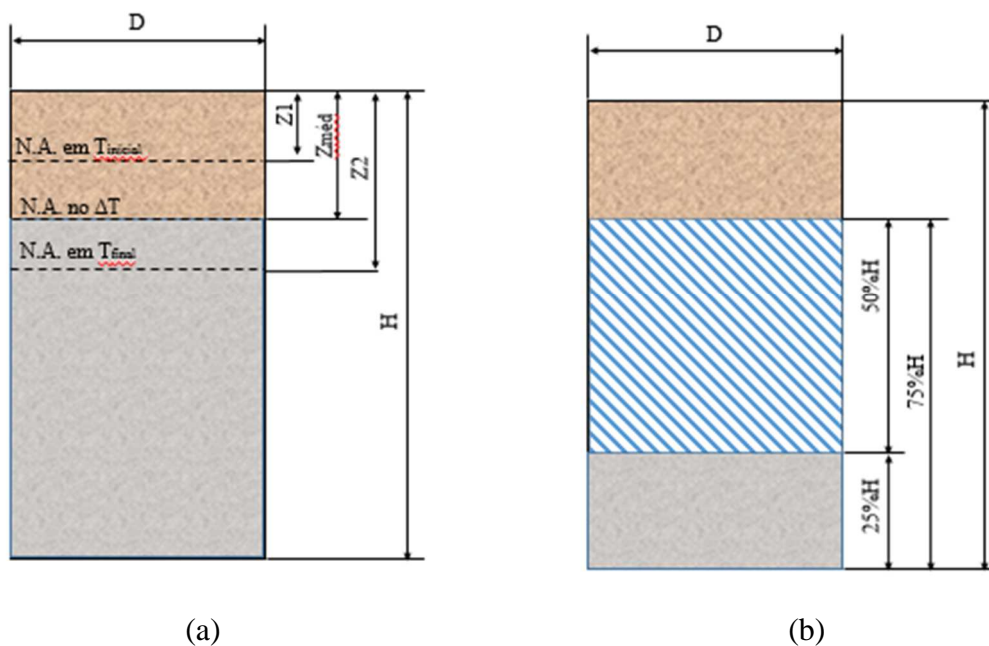


Figura 4.23 – Modelos adotados para avaliar a taxa de infiltração do poço: (a) Determinação da área de infiltração no poço e em (b) detalhamento do poço de ensaio para determinação da taxa de infiltração, Bettess (1996).

Nesse estudo foi utilizado o primeiro método para avaliar o perfil de infiltração do poços e o segundo método (Bettess, 1996) para avaliar a taxa de infiltração média do perfil.

A metodologia, comumente, mais utilizada para a avaliação da infiltração em superfície de um solo é o infiltrômetro de anéis concêntrico. O processo é considerado compatível com a infiltração da chuva na superfície, pois a carga hidráulica no equipamento é compatível à altura pluviométrica num evento de chuva.

Por outro lado o ensaio de poço que tanto pode avaliar a infiltração da superfície do solo como pode avaliar a infiltração no perfil de solo, dependendo apenas da profundidade do poço, equivalente ao ensaio do infiltrômetro.

Barraud (2009) descreve que o teste do infiltrômetro deve ser realizado para diferentes cargas hidráulicas com frequência de leitura que depende do solo (variando de 30s a 5min) entre as cargas de 5 e 15 cm, ou seja, de 0,5 a 1,5 kPa. O processo deve ser repetido até que a taxa de infiltração seja constante para valor do volume infiltrado, e não varie ao longo de um período de 10 minutos de teste. O volume médio que penetrou nos últimos 10 minutos é utilizado para calcular a condutividade hidráulica de acordo com a formulação tradicional de Darcy.

O cálculo da taxa de infiltração no ensaio do infiltrômetro de anéis concêntricos é dado pela Equação 4.3.

$$I_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (4.3)$$

Onde:

I_t = capacidade de infiltração instantânea (mm/h);

Δh = variação da lâmina d'água (mm);

Δt = intervalo de tempo.

Os dados do ensaio de infiltrômetro deve ser utilizado para projetos que utilizam a superfície como principal superfície de infiltração ao contrário dos ensaios de poço que utilizam o perfil do solo e o fundo como superfícies de infiltração e considera a carga hidráulica no processo. Os detalhes de um ensaio, utilizando o infiltrômetro de anéis concêntricos, são apresentados na Figura 4.24 e foi utilizado para avaliar a capacidade de infiltração superficial do CE-III, como apresentado anteriormente na Figura 3.2.



Figura 4.24 – Ensaio do infiltrômetro, utilizado no CE-III.

Nesse estudo optou-se pelo método de ensaio de infiltração em poço, considerando algumas limitações ao uso do método do infiltrômetro de anéis concêntricos.

Embora o método do infiltrômetro seja o método mais utilizado para avaliar a capacidade de infiltração superficial, seu resultado é constantemente utilizado para avaliar a capacidade de infiltração em qualquer profundidade do perfil de solo com aplicação nos projetos de sistemas de infiltração.

Se por um lado o método do infiltrômetro desconsidera o efeito da carga hidráulica, possivelmente superestima o resultado da infiltração tendo em vista que, normalmente é executado na superfície cujo resultado é aplicado a qualquer profundidade do solo. A superfície na superfície do solo até 50cm porção do solo que tem particularidades bastante específica, faixa que o método é capaz de avaliar a infiltração, é bastante influenciada pelas variações de umidade e temperatura que ocorrem entre o solo e a atmosfera. Essas particularidades do perfil superficial do solo pode justificar a grande variabilidade do parâmetro obtido no ensaio, mesmo para pontos muito próximos em uma mesma área. Limitações do uso desse ensaio são descritas a seguir:

- a) nos solos tropicais os primeiros 50cm são bastante susceptíveis às variações atmosféricas com grandes variações da sucção, umidade e calor e muda sensivelmente de um ponto para outro, além disso há a presença de vegetação, compactação do solo, todos podendo alterar muito a capacidade de infiltração de um ponto para outro;
- b) essas particularidades da superfície do solo tende provocar uma superestimativa do parâmetro infiltração e esse valor é aplicado ao perfil, em qualquer profundidade;

- c) as considerações anteriores podem justificar a pouca repetibilidade do ensaio de infiltrabilidade pelo método do infiltrômetro, mesmo para pontos próximos em uma mesma área;
- d) além disso o processo construtivo dos sistemas de infiltração utiliza a profundidade entre 30 e 40cm para embutir no solo as tubulações que ligam uma estrutura à outra, ou as tubulações do extravasor para rede pública sendo assim a propriedade física encontrada no ensaio não vai ser utilizada no sistema real da obra;
- e) do ponto de vista do procedimento do ensaio do infiltrômetro constata-se que a cravação dos anéis, feita por meio de golpes, principalmente nos solos que apresentam agregações de partículas como nos solos tropicais há tendência de criar caminhos preferenciais e isso pode facilitar a saída da água no entorno do anel ao invés de infiltrar no solo, além de contrariar os critérios de retirada de amostras indeformadas do solo, previstos na NBR 9604/86, principalmente nos solos que podem desestruturar facilmente como nos solos residuais jovens ou intemperizados. Em geral, o ensaio não conserva a indeformabilidade da porção de solo envolvido no ensaio;
- f) fisicamente a entrada de água no solo se dá pela saída do ar da porção ensaiada e a ideia de lançamento da água de uma só vez no anel pode limitar a saída do ar pelos poros e impedir, temporariamente, a entrada de água no solo, podendo promover a oclusão de bolhas de ar com aumento da pressão interna na fase gasosa, esse efeito pode quebrar a estrutura do solo, e falsear os resultados do teste, superestimando o resultado da infiltração. Dessa forma, a capacidade de infiltração do solo não dependeria apenas dos vazios do solo mas também lâmina d'água no instrumento e do ar aprisionado. Ensaio de erodibilidade utilizando o Inderbitzen demonstrou que um mesmo solo quando ensaiado no seu estado mais seco foi mais erodível, desestrutou mais facilmente, do que quando a mesma amostra foi ensaiada no seu estado mais úmido como observou Almeida (2013), exatamente pelo aprisionamento do ar na amostra pela lâmina d'água sobre a mesma.

Para os ensaios em poço em poço verifica-se as seguintes vantagens:

- a) a infiltração do solo pode ser analisada em qualquer profundidade desejada, tanto do ponto de vista do teste em poço menos profundos como em maiores profundidade como os poços utilizados nesse estudo, ou ainda mesmo em um poço mais profundo a taxa de infiltração poderá ser obtida da curva taxa de infiltração *versus* profundidade do poço;
- b) ao contrário do ensaio do infiltrômetro de anéis concêntricos a taxa de infiltração do poço é obtida pela média do perfil de infiltração, priorizando a estabilidade do processo;
- c) o resultado de infiltração de um poço é obtido pelo valor médio da curva de infiltração do perfil, ponto que a infiltração tende a estabilização. Dessa forma são excluídos parte da influência da carga hidráulica e ressecamento superficial do perfil. Resultados apresentados nesse estudo mostra claramente a influência do ressecamento superficial do solo sobre a taxa de infiltração até 50cm de profundidade;
- d) o ensaio, em geral, possui uma razoável repetibilidade pois para os perfis com as mesmas características tende a ter o mesmo perfil de infiltração;
- e) os procedimentos de escavação do poço garante melhor a integridade do solo ensaiado;
- f) outro parâmetro que pode ser obtido do ensaio de poço é o perfil de permeabilidade em campo, para determinados solos esse ensaio pode ser mais interessante como para os solos residuais e estruturados que são mais difícil ser moldados, além disso as amostras indeformadas podem aumentar de volume após sofrer descompressão pelas camadas superiores do solo e os resultados dos ensaios fornecer valores maiores de permeabilidade do que o solo possui *in situ*, os ensaios de permeabilidade em campo geralmente são mais representativos (situação idêntica ao observado nos ensaios de permeabilidade realizados nas amostras do CE-III).

5 RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de campo e de laboratório referentes aos três campos experimentais pesquisados, chamados CE-I, CE-II e CEIII. Esses ensaios tiveram o objetivo de caracterizar os perfis dos solos, avaliar as variações sazonais de umidade (CCSA e função permeabilidade), e a infiltrabilidade em campo dos poços piloto e dos poços de grande diâmetro.

Sempre que possível, os resultados das análises serão apresentados simultaneamente para os três campos experimentais, facilitando comparações. As particularidades de cada um dos campos foram estudadas separadamente e os resultados serão apresentados.

Inicialmente, todos os campos experimentais tiveram seus perfis de solo classificados de acordo com a metodologia da mecânica dos solos clássica por meio dos seguintes ensaios: propriedades das partículas (pesos específicos das partículas, granulometria com defloculante (CD) e sem defloculante (SD); índices físicos do solo), densidade relativa, índice de vazios e porosidade, saturação e limites de Atterberg (limite de liquidez, plasticidade e contração), Lambe (1969). Complementando a caracterização foram realizados ensaios de caracterização mineralógicos utilizando o DRX (difração de raios X) para apresentar a mineralogia característica de cada perfil.

O estudo da permeabilidade do solo no laboratório foi realizado em amostras indeformadas, moldando os corpos de prova no sentido horizontal e vertical em todos os perfis. Para o perfil de solo do CE-III modelou-se ainda corpos de prova para determinar a permeabilidade na direção da xistosidade. No estudo de adensamento foram realizados ensaios oedométricos simples e duplo-oedométrico para avaliação do potencial de colapso e expansão do solo quando solicitado por cargas nos estados natural e inundado.

Para o CE-II, foram realizados ensaios de granulometria utilizando o granulômetro a laser, em diferentes profundidades, para identificar os métodos mais eficientes de desagregação das estruturas do solo altamente intemperizado desse campo experimental. E, foram realizados também ensaios de permeabilidade não saturada, obtidos por Garcês (2010) em estudos feitos nesse perfil.

A determinação da curva característica dos três campos experimentais foi realizada utilizando o método do papel filtro seguindo a trajetória de molhagem. A determinação das curvas características, nos três campos experimentais, possibilitou também a obtenção de outros dados que puderam ser comparados com os parâmetros obtidos em laboratório e com os resultados de campo.

Os ensaios de campo foram realizados de acordo com a variação sazonal ao longo das estações chuvosas e secas da região. Esses ensaios basearam-se no monitoramento do teor de umidade do perfil durante a amostragem e em todas as etapas ensaiadas. Foi também monitorada a variação do nível do lençol freático, a variação dos perfis de infiltração e a permeabilidade dos poços de infiltração – poço piloto e poço de grande diâmetro.

Os resultados são descritos no capítulo e estão relacionados a cada um dos campos experimentais com os respectivos comentários.

5.1 ASPECTOS MINERALÓGICOS E ESTRUTURAIS DOS PERFIS DE SOLOS ESTUDADOS

Os aspectos mineralógicos dos solos são originários da composição mineralógica da rocha matriz e das condições de formação do solo influenciados pelo intemperismo físico, químico e biológico. Para identificar o perfil mineralógico dos campos experimentais pesquisados foram feitos ensaios de difração de raios X para as profundidades de 1,0 e 2,0 m. Na Tabela 5.1 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 5.1– Mineralogia dos perfis de solo dos campos experimentais.

Locais	CE-I		CE-II		CE-III	
Profundidade (m)	1,0 m	2,0 m	1,0 m	2,0 m	1,0 m	2,0 m
Mineral Principal	Caulinita	Caulinita	Gibbsita	Gibbsita	Muscovita	Muscovita
Minerais Subordinados	Gibbsita (AlOH ₃) Muscovite Goethite	Muscovite	Quartzo Caulinita, Hematita Espinélio	Quartzo Hematita	Quartzo Caulinita Gibbsita	Quartzo Caulinita
Minerais Traços	Quartzo Magnetita	Quartzo Gibbsita (AlOH ₃) Goethite	Diásporo Goethita Micas (grupo Muscovita)	Caulinita, ilmenita, boehmita, montmorillonita.	Goetita	Gibbsita

A presença de gibbsita ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$) e em seguida do argilomineral caulinita ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) nos perfis de solo, mostra o intemperismo sofrido pelo solo ao longo do tempo. A presença dos oxi-hidróxidos de ferro também são indicadores do intemperismo sofrido pelo solo. Verifica-se então com base nas características mineralógicas que o solo do CE-II é o mais intemperizado seguido do CE-I e finalmente o CE-III, existindo uma certa proximidade entre os dois últimos em termos de intemperismo.

Destaca-se que a concentração preponderante de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio em relação aos outros minerais constituintes dos solos é uma característica de solos tropicais lateríticos, que pelas propriedades e comportamento particular é de importância para as obras de engenharia.

A presença da muscovita $(\text{K}, \text{Na})(\text{Al} \text{ Mg} \text{ Fe})_2(\text{Si}_3)\text{O}_{10}(\text{OH})_2$, aliada à montmorilonita em apenas um caso e mesmo assim na forma de traço, CE-II, profundidade de 2m, indica que a transformação mineralógica oriunda do intemperismo tem transformado a muscovita diretamente para caulinita ou mesmo para gibbsita. Sendo a muscovita um mineral lamelar ele é susceptível de gerar expansão estrutural no solo sendo pouco provável sua expansão mineralógica. A expansão mineralógica ocorrerá em minerais como a montmorilonita e de forma mais limitada na vermiculita. O mineral muscovita está presente de modo mais marcante no perfil do solo do CE-III.

Quanto a presença do mineral quartzo (SiO_2), o seu teor aumenta com a profundidade para todas as amostras estudadas, mostrando-se presente de modo significativo ao longo do perfil de solo do CE-III e aparece distribuído desde a superfície do terreno

Em síntese, do ponto de vista do intemperismo, o solo que compõe o perfil do CE-I apresenta a caulinita como mineral principal, mas também a muscovita como mineral subordinado o que talvez justifique a ausência de macroporosidade nesse perfil.

A microscopia eletrônica por varredura apresentada na Figura 5.1 mostra que o solo do CE-I é um solo que mesmo havendo se submetido a intemperismo não chegou à formação significativa de agregações limitando assim a presença de macroporosidade. Observa-se nas Figura 5.2 e Figura 5.3 a presença do mineral muscovita na forma de pacotes que pode propiciar expansões estruturais. O argilomineral muscovita foi marcado com “X” e a caulinita marcado em “+”, a

análise da microscopia eletrônica de varredura classificou o solo como um solo denso e com vazios bem reduzidos.

A mineralogia do solo proveniente do CE-I aliada as características estruturais verificadas aponta para um solo de menor permeabilidade.

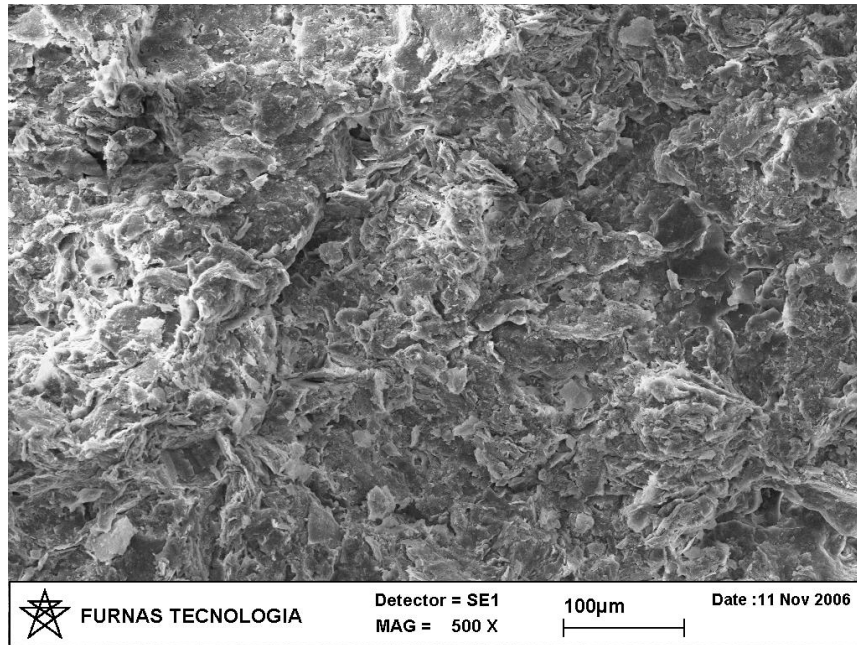


Figura 5.1- Porosidade do solo do CE-I

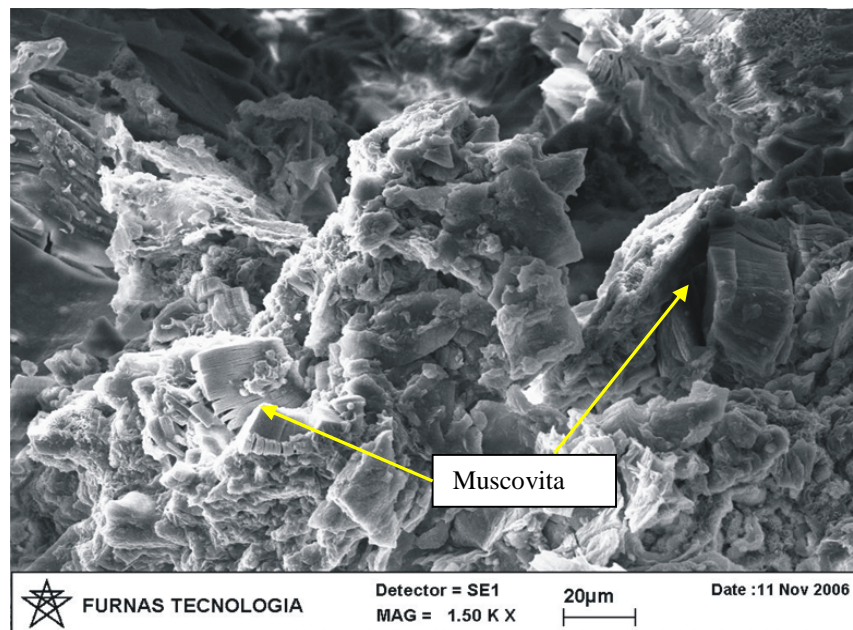


Figura 5.2 - Argilomineral Muscovita.

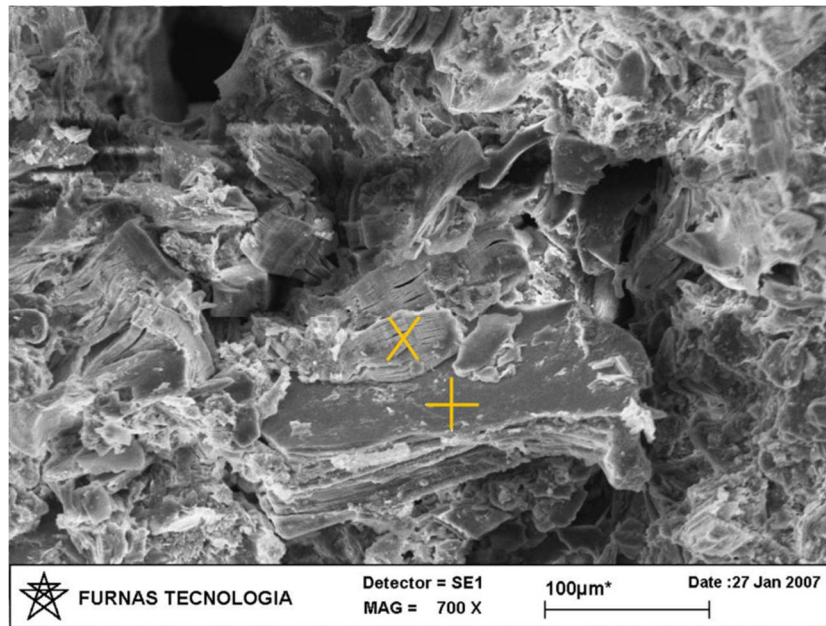


Figura 5.3 – Presença da caulinita no ponto marcado com “+” e mineral muscovita marcado com “X”.

No perfil de solo do CE-II a presença da Gibbsita, como mineral principal indica profunda intemperização desse perfil de solo o que justifica a maior agregação e conseqüentemente, formação da macroposidade. Esses solos profundamente intemperizados apresentam geralmente maior capacidade de infiltração.

Dos três perfis de solo estudados verifica-se, do ponto de vista da mineralogia que o solo do CE-III é, pela presença da muscovita como mineral principal, o menos intemperizado. Destaca-se porém, a presença de gibbsita e caulinita a 1 m de profundidade como mineral subordinado e de caulinita com mineral de argila subordinado e gibbsita como traço a 2 m de profundidade o que faz sobressair certo intemperismo já sofrido pelo perfil de solo.

Do ponto de vista estrutural a intemperização em regiões tropicais geralmente leva à formação de macroporosidade no solo. Observa-se, no entanto que além dessa macroporosidade estrutural oriunda do intemperismo também pode ocorrer nos maciços as oriundas de bioturbações devido a ação da flora de superfície e da fauna subterrânea. A presença dos macroporos com origem tanto no intemperismo como nas bioturbações é sempre benéfica à maior permeabilidade do solo.

5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS PERFIS DE SOLO

A Figura 5.4 apresenta os resultados de umidade natural do perfil durante a amostragem e os resultados de umidades (w) desses perfis para os limites de liquidez (w_L), plasticidade (w_P) e contração (w_C) e o índice de plasticidade (IP). O perfil do CE-I, Figura 5.4(a), foi o que apresentou maior umidade natural. Os outros dois campos experimentais apresentaram perfis de umidade semelhante. Observa-se nessas figuras que as umidade naturais apresentam certas proporcionalidade quando comparadas com os limites de liquidez. Destaca-se que para as amostras de solo oriundas do CE-III não foi possível determinar os limites de plasticidade sendo classificado esse solo como não plástico. Isso ocorre pois ser um solo menos intemperizado, predominando, conforme indicado nas análises, a presença marcante da muscovita como mineral principal.

A análise dos limites de contração dos perfis constantes Figura 5.4 permitem observar que enquanto para o CE-I observa-se valores praticamente constantes variando entre 25 e 28 % para os CE-II e CE-III os valores são maiores na superfície chegando a atingir respectivamente valores de 41 % e 37 % e diminuem até atingir valores semelhantes ao do CE-I a partir da profundidade de 1,5 m a 2 m.

Verifica-se ainda nessa figura que apenas para o solo do CE-I os limites de contração são inferiores, como esperado, ao limite de plasticidade. Essa constatação é característica de certo nível de intemperismo nos perfis de solo oriundos dos CE-I e CE-II. Dentre os três solos o perfil do CE-III, Figura 5.4(c), foi o que apresentou o perfil mais ressecado. Os limites de contração encontrados nos solos dos perfis dos CE-II e CE-III, superiores aos limites de liquidez dos mesmos pode ser justificado pela presença de material orgânico na parte superior do perfil. Em geral, os resultados foram compatíveis com as características dos solos encontrados em cada um dos cenários.

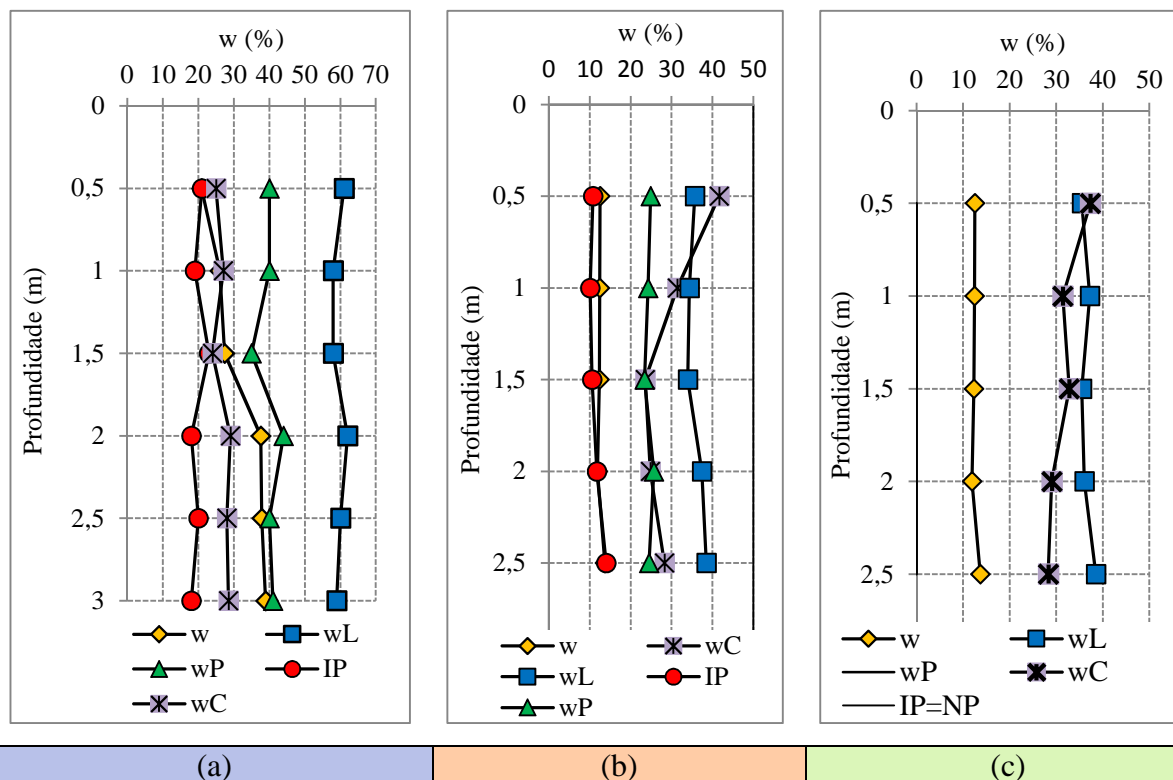


Figura 5.4 – Perfil de umidade do solo na amostragem e umidades dos limites de liquidez, plasticidade e contração em (a) CE-I, em (b) campo experimental II e em (c) campo experimental III.

Nas Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7 são apresentados os resultados dos ensaios de granulometria realizados nos três campos experimentais com e sem o uso de defloculante. Esses resultados permitem maior entendimento das propriedades físicas dos solos encontrados em cada um dos cenários.

Observa-se dessas figuras que o solo menos agregado é o proveniente do CE-III sendo o solo relativamente bem graduado o que propicia a presença de menores porosidades. Já o solo proveniente do CE-II é o mais agregado e mostra ainda que quando defloculado a matriz fina apresenta pouca variação de diâmetro. Para esse solo sobressai sem o uso de defloculante uma graduação textural aberta o que constitui-se em forte indicativo da presença de uma estrutura bimodal favorável ao fluxo devido à presença marcante de macroporos. Para o CE-I, embora fica clara a natureza agregada do solo na comparação das curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante, percebe-se pelo formato das curvas tratar-se de solo texturalmente melhor graduado que o solo que compõe o CE-II.

Em termos de classificação, o solo do CE-I é classificado, de acordo com a granulometria obtida, sem o uso do defloculante (SD) como um solo silte arenoso ao longo do perfil entre 1,0 e 2,5 m. Com o uso do defloculante (CD), o perfil de solo, nessa profundidade, é classificado como um silte areno-argiloso, sendo que o maior nível de agregação ocorre com as partículas de argila se agrupando e formando grãos de dimensões equivalentes à da areia fina. O solo do CE-I é bem intemperizado, mas sem formação de macroporosidade. Nesse perfil verifica-se a presença da plintita, material de coloração branca sinalizando que o solo encontra ainda em processo de intemperização.

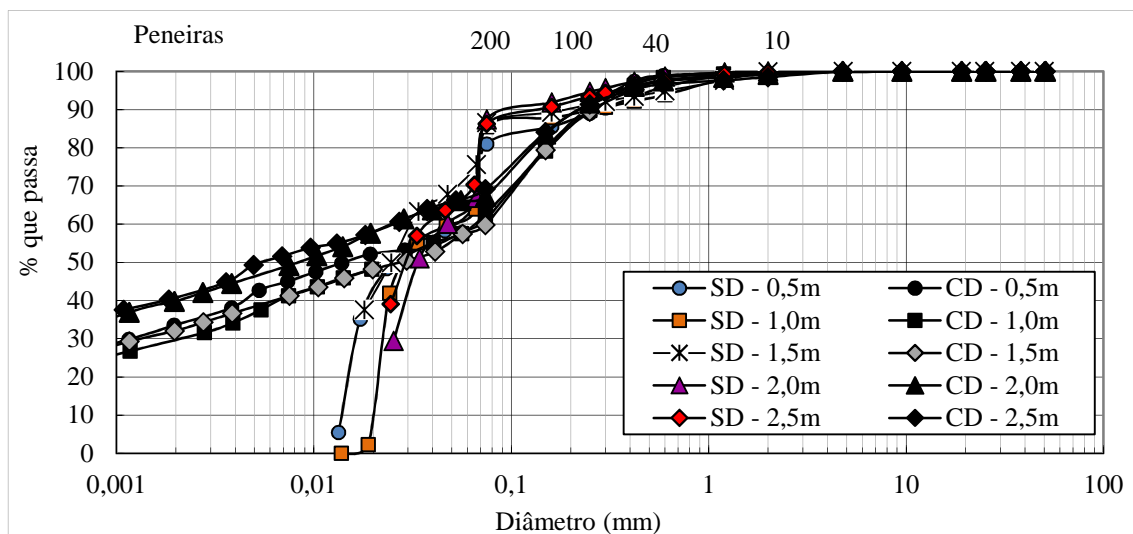


Figura 5.5–Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade. CE-I

Texturalmente o perfil de solo do CE-II analisado sem o uso de defloculante (SD) apresenta como silte arenoso e com o uso de defloculante (CD) passa a argila areno-siltosa como mostra a Figura 5.6. Em 2,5m de profundidade a curva granulométrica apresentou uma pequena descontinuidade entre a junção do peneiramento grosso e a sedimentação do material fino, sem prejuízo para a análise.

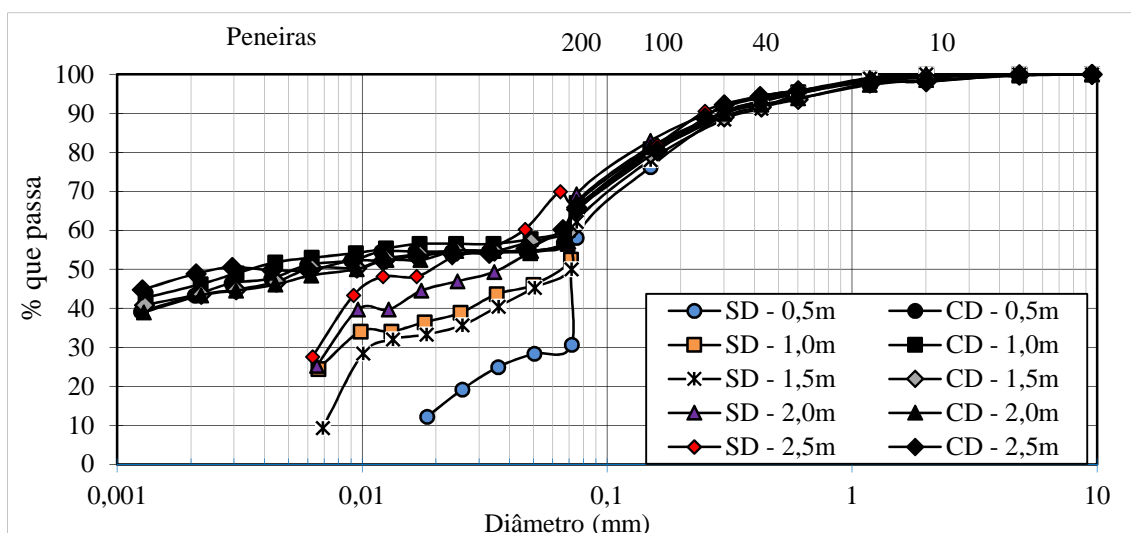


Figura 5.6– Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com e sem defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade do CE-II

Já o solo do CE-III classifica-se texturalmente tanto quando ensaiado sem o uso de defloculante (SD) como quando ensaiado com o uso de defloculante (CD) como um solo areno siltoso. A fração argila só aparece com o uso de defloculante e varia de 3,3 a 8,7% ao longo do perfil do solo ensaiado como mostra a Figura 5.7. Mesmo assim, o material argiloso presente no solo encontra-se, na maioria das vezes, agrupado em forma de torrões medindo entre 0,5 e 1,0 cm aproximadamente, isolados e distribuídos em toda amostragem como apresentado na Figura 4.19, anteriormente.

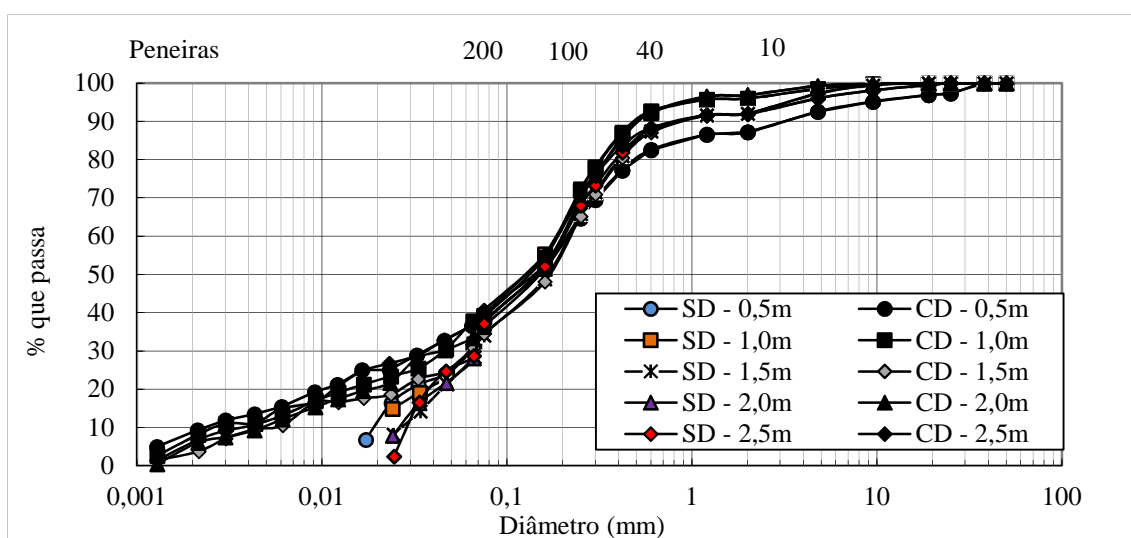


Figura 5.7– Curvas granulométricas obtidas por peneiramento e sedimentação com defloculante (hexametáfosfato de sódio) para o perfil de 0,5 a 2,5m de profundidade. CE-III

Com o objetivo de melhor analisar a estabilidade dos agregados presentes no perfil de solo do CE-II foram realizados ensaios de granulometria do perfil, utilizando o granulômetro a laser. Esses ensaios forneceram resultados muito interessantes no que diz respeito à desagregação das partículas do solo. Nas Figura 5.8 e Figura 5.9 estão apresentadas as curvas granulométricas obtidas pelo método do granulômetro a laser para as profundidades de 1,00 m e 2,00 m, respectivamente. Cada uma das curvas representa o método de preparação da amostra e o tipo de ensaio adotado, como descrito a seguir: wn – umidade natural; ws – seco ao ar; we – seco em estufa a 60 °C, sd – sem defloculante; cd – com defloculante; su – sem ultrassom; cu – com ultrassom. Os resultados mostrados nessas figuras indicam que mesmo a secagem ao ar propicia algum nível de desagregação no solo, quando ensaiado sem defloculante e sem ultrassom, pois as amostras naturais foram a que apresentaram granulometria mais grossa. Porém, com o uso de defloculante e ultrassom ocorreu maior desagregação no solo natural, indicando assim que ocorreria destruição em nível de agregados quando o solo é ensaiado sem tratamento químico e sem tratamento por ultrassom, mas os agrupamentos menores ganham estabilidade quando desidratados. É preciso mais estudos, mas o mecanismo de estabilização dos pequenos agrupamentos de partículas poderia estar se dando em consequência de precipitações de compostos químicos quando realizada a secagem do material, enquanto a destruição dos agregados maiores seriam consequência de fissuras oriundas de dilatações térmicas distintas, devido à presença de diferentes minerais em um mesmo agregado.

Essas figuras mostram ainda que a energia mecânica do ultrassom isoladamente não consegue promover a desagregação total do solo, e que o uso apenas de defloculante, apesar de mais eficiente na desagregação que o ultrassom também não consegue isoladamente promover a total desagregação do solo. A máxima desagregação do solo foi atingida quando se usou simultaneamente o ultrassom e o defloculante. Por outro lado os métodos menos eficientes na desagregação, para as duas profundidades analisadas, foram os wnsdsu, wssdsu e wesdsu onde as amostras foram submetidas a um dos processos de secagem e ensaiadas sem defloculante e sem ultrassom. Os resultados intermediários ficaram para amostras que foram secas por algum dos processos e foram submetidas ao ensaio sem defloculante mas com uso de ultrassom, justificando que o uso de ultrassom pode desagregar as partículas mesmo sem o uso de defloculante. Esses ensaios demonstraram que o uso do ultrassom é um excelente desagregador

das partículas pois mesmo sem o uso de defloculante para os casos wssdcu, wesdcu, wesdcu e wnsdcu houve uma boa desagregação das partículas.

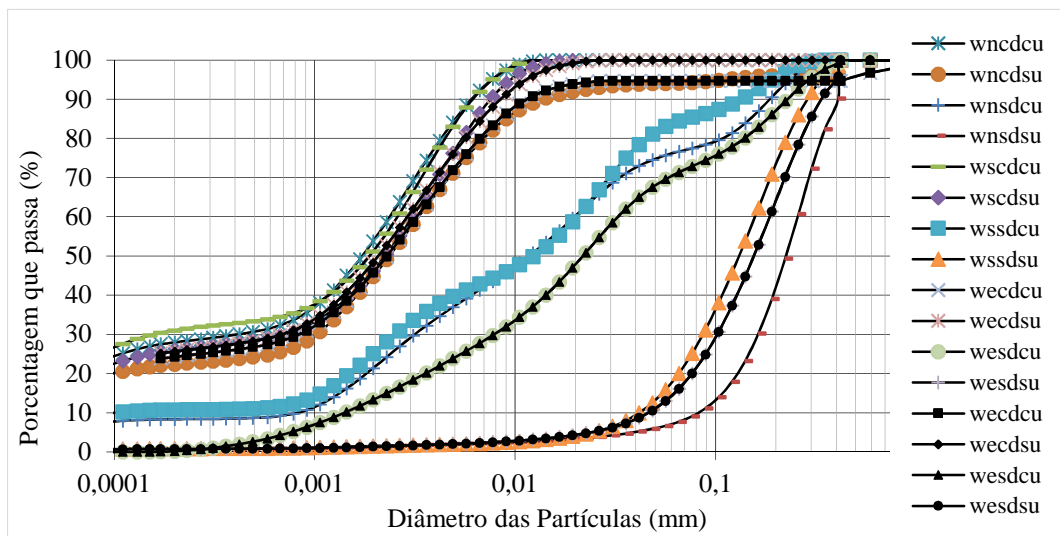


Figura 5.8 - Curvas granulométricas obtidas utilizando granulômetro a laser para a profundidade 1,0m do CE-II.

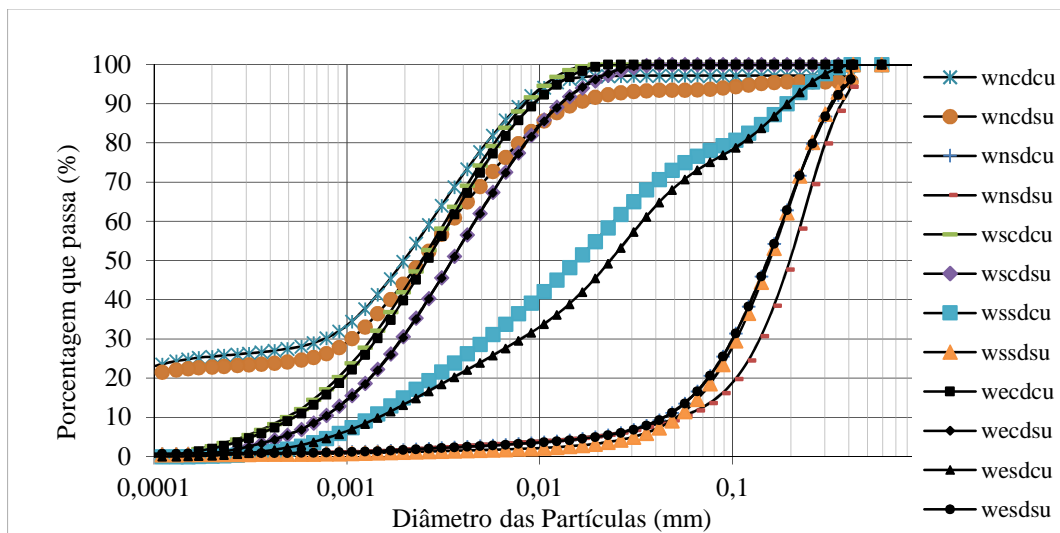


Figura 5.9 - Curvas granulométricas obtidas utilizando granulômetro a laser para a profundidade 2,0m do CE-II.

Em resumo as curvas granulométricas apresentam o grau de intemperismo dos perfis estudados na ordem do mais intemperizado para o menos intemperizado, como se segue: o solo do CE-III, solo residual jovem é o menos intemperizado, seguido do solo do perfil do CE-I que embora apresente certo grau de intemperização não há formação da macroporosidade. Já o perfil mais intemperizado encontra-se no CE-II. Embora, esse último tenha origem nos solos do CE-III sua evolução pedológica o classifica como um solo altamente intemperizado.

Os dois métodos adotados para avaliar a granulometria dos perfis com uso e sem o uso do defloculante, concorda com as considerações de Camapum de Carvalho *et al.* (1996), que afirmam que a realização de ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante em solos tropicais pode gerar diferenças substanciais. Assim, a granulometria com o uso de defloculante pode não corresponder à granulometria real do solo. Isso foi observado nos solos em questão.

Os resultados do peso específico dos sólidos, peso específico *in situ*, índice de vazios e porosidade para os CE-I, CE-II e CE-III, estão apresentados na Tabela 5.2. Os resultados foram compatíveis com as características dos perfis mostrando para o CE-II maiores índices de vazios e menores pesos específicos seco em todas as profundidades, característica do perfil altamente intemperizado e os valores de densidade dos grãos ficou entre os dois outros solos. O CE-I apresentou índices de vazios intermediário entre os três campos, maiores pesos específicos secos maiores e menores densidade dos grãos. No CE-III, perfil menos intemperizado, apresentou menores índices de vazios entre os três campos, maiores densidade dos grãos e densidade seca intermediária entre os três cenários.

Tabela 5.2– Índices físicos do solo dos campos experimentais.

Local	CE-I			CE-II			CE-III		
	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	γ_s (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e
0,50	25,25	-	-	27,08	-	-	28,68	-	-
1,00	29,85	14,99	0,98	26,69	15,40	1,70	28,54	19,20	0,737
1,50	28,55	-	-	27,92	-	-	28,58	-	-
2,00	27,94	12,09	1,31	26,64	17,26	1,54	28,70	19,49	0,623
2,50	29,59	-	-	27,13	-	-	28,60	-	-
3,00	29,50	-	-	27,13	17,15	1,77	-	-	-

5.3 SONDAGEM TIPO SPT

Os resultados das sondagens SPT realizadas nos CE-I, CE-II e CE-III com a descrição do perfil estão apresentadas na Tabela 5.3 e os laudos de sondagem são apresentados nos ANEXOS 2.

Os resultados da sondagens foram apresentados como descritos pelos sondadores, cujas descrições não interferiram na interpretação dos perfis. No entanto, como para várias obras de engenharia é imprescindível a presença de laudos de sondagem, esses podem dar uma noção do perfil, além das profundidades utilizadas para os testes de infiltração e podem ajudar na

interpretação da infiltração do perfil. Nesse estudo o dado mais relevante foram o nível do lençol freático obtidos das sondagens e esses foram comparados com o monitoramento do N.A. em campo.

Tabela 5.3 –Resultado da sondagem SPT para os três campos.

Prof. (m)	CE-I		CE-II			CE-III		Descrição material	
	NSPT		NSPT		Descrição material 1°+2°	NSPT			
	1°+2°	2°+3°	1°+2°	2°+3°		1°+2	2°+3°		
1,00	0	0	Argila com matéria orgânica (raízes) vermelha	0	0	Argila pouco siltosa, marrom	4	5	argila silto arenosa marrom escura, pouco micácea
2,00	2	2	Pedregulho finos dispersos e argila muito mole	2	4	Argila pouco siltosa, marrom, mole	9	10	silte arenoso marrom escuro, micáceo, pouco compactado
3,00	2	3	Idem, mole	4	4	Argila pouco siltosa, vermelha, mole	10	11	Idem marrom, c/ pedregulho, micáceo, média compactado
4,00	4	5	Idem, mole	5	6	Argila pouco siltosa, vermelha, média	11	13	Idem marrom, c/ pedregulho, micáceo, compactado
5,00	6	6	Argila siltosa, média, marrom	6	7	Argila pouco siltosa, vermelha, média	17	22	Idem variegado (roxo), c/ grãos de quartzo, micáceo, compactado
6,00	18	19	Rija a dura	11	12	Argila pouco siltosa, vermelha, rija	22	31	Idem variegado (amarelo), c/ pedregulho, micáceo, méd. compactado
7,00	21	23		14	17	Argila pouco siltosa, vermelha, rija	21	29	Idem variegado (amarelo), c/ grãos de quartzo, micáceo, compactado
8,00	13	16	Argila arenosa, rija, marrom	22	26	Argila pouco siltosa, vermelha, dura	24	28	Idem variegado (roxo), c/ pedregulhos, micáceo, compactado
9,00	25	32	Idem, dura	17	19	Argila pouco siltosa, vermelha, dura	23	31	Idem variegado (marrom), micáceo, compactado
10,00	26	32	-	13	15	Argila pouco siltosa, vermelha, rija	22	30	Idem variegado (cinza), micáceo, compactado
11,00	32	38	-	29	30	Argila siltosa, com veio amarelo, vermelha, dura	24	28	Idem variegado (cinza), micáceo, compactado
12,00			-	34	37	Silte argiloso, com veio amarelo, vermelho, duro	23	31	Idem variegado (cinza), micáceo, compactado
	Data: 29 /03/2010 Limite da sondagem: 10,45m Data N.A:29/03/2010 - 4,80m (inicial)			11-12/05/2011: N.A - 8,50m Limite da sondagem: 12,45m			Data: 08-09 /12/2010 Data N.A: 08/12/2010 - 15:30h - 7,95m Data N.A: 09 /12/2011 - 7,95m Limite da sondagem: 12,45m		

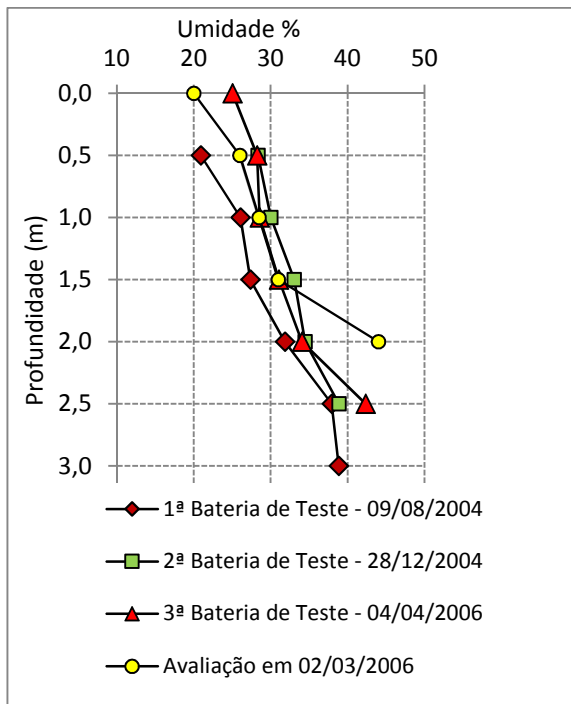
5.4 FLUTUAÇÃO SAZONAL DAS CONDIÇÕES DE CAMPO

As flutuações sazonais em campo foram observadas por meio do monitoramento do perfil de umidade do solo e da variação do nível do lençol freático nos piezômetros. A Figura 5.10(a) mostra os perfis de umidade para o CE-I determinados na época da realização das amostragens de solo e nas etapas ensaiadas em campo durante os testes de infiltração. A Figura 5.10(b) apresenta a variação do lençol freático, verificada em um piezômetro com 8,5m de profundidade instalado nesse campo experimental.

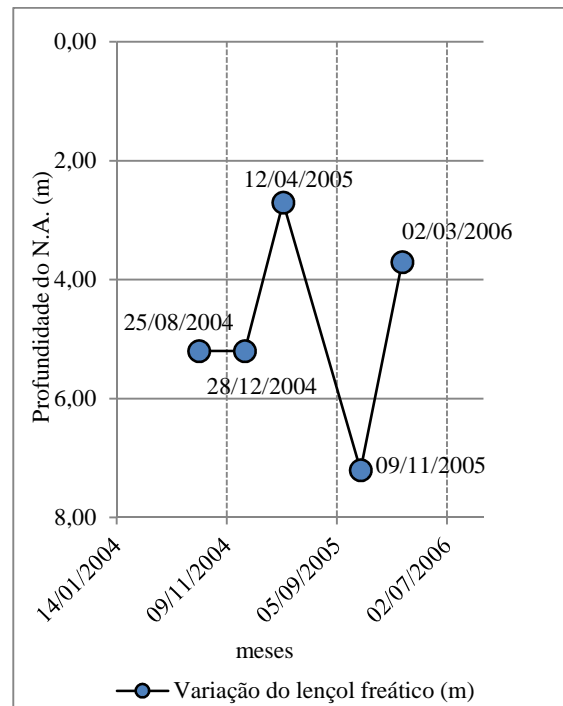
A variação de umidade do CE-I apresenta uma variação entre de 20 a 40%, independente da estação, é o perfil de maior capacidade de retenção de água, embora não seja o perfil com maior capacidade de infiltração.

O perfil apresentou boa capacidade de retenção de água, aumentando com a profundidade. Esse perfil também apresentou uma variação de 4,50m, considerável no nível do lençol freático considerando as estações seca e chuvosa. Na situação de maior nível do lençol freático pode inviabilizar o uso de sistemas de infiltração por meio dos poços, devido à proximidade do sistema com o nível do lençol freático.

Quanto às variações do lençol freático conclui-se que o CE-I foi o mais susceptível a influência do Ribeirão Anicuns.



(a)



(b)

Figura 5.10–Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-I.

A Figura 5.11(a) mostra os perfis de umidade para o CE-II determinados durante a fase de amostragem de solo e nas etapas dos ensaios de infiltração em campo. A Figura 5.11(b) apresenta a variação do lençol freático, verificada em uma cisterna existente na área com 15,00 m de profundidade. O CE-II foi o perfil de solo que apresentou o lençol freático mais profundo tanto para o nível d'água máximo como para o mínimo, as variações foram de 8,0 m para a estação das chuvas e 12,20 m para a estação seca.

O perfil do solo do CE-II é um perfil com capacidade de retenção de água inferior ao solo do CE-I. Esse perfil apresenta uma variação entre a superfície e a profundidade de 3,5m de apenas 7% em média, e foi o perfil que apresentou maior diferença de umidade entre a estação seca e a estação chuvosa. Esse solo possui condição favorável para instalação de sistemas de infiltração mais profundos como os poços de infiltração, além do que o perfil apresenta uma excelente capacidade de infiltração.

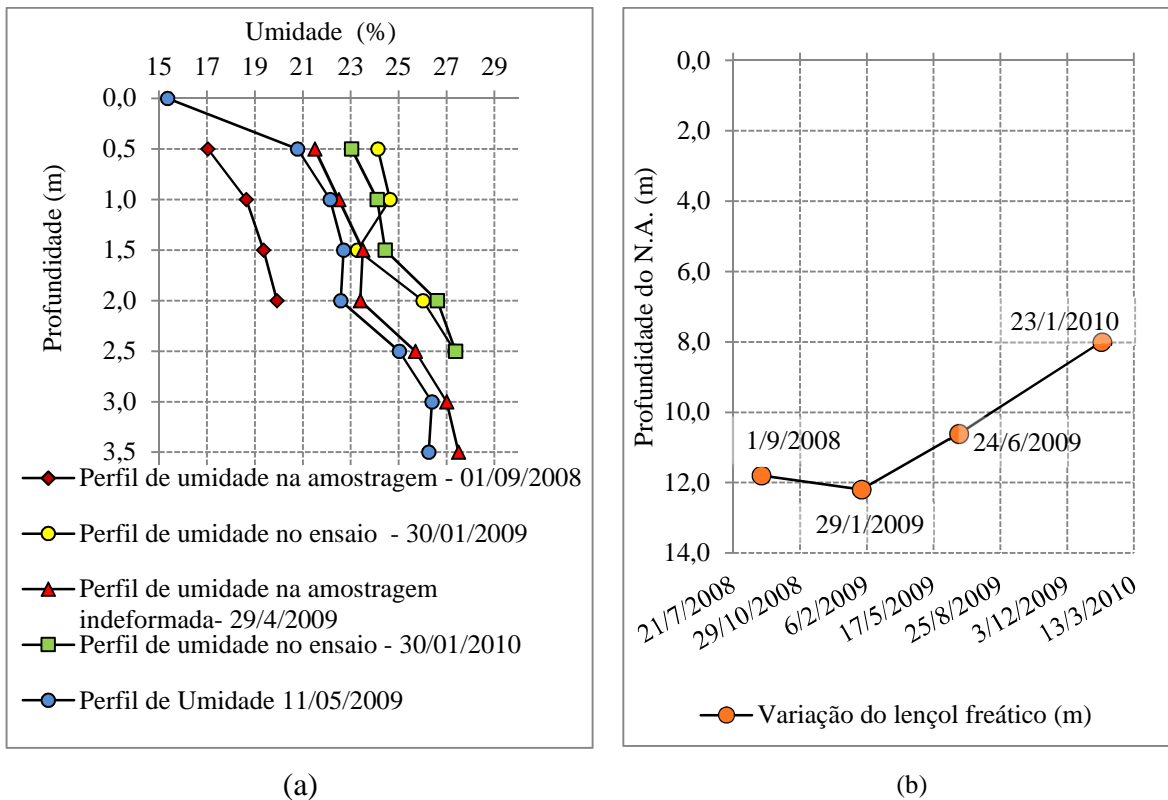


Figura 5.11 - Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-II.

A Figura 5.12(a) mostra os perfis de umidade para o CE-III determinados durante a fase de amostragem do solo e durante a realização dos ensaios de infiltração em campo. A Figura 5.12(b) apresenta a variação do lençol freático monitorado em um piezômetro instalado nesse campo com 16,0m de profundidade instalado em um furo da sondagem.

Dentre os três cenários o perfil mais ressecado foi o perfil de umidade do CE-III, esse sempre apresentou com baixa capacidade de retenção de água ao longo do perfil e pouca variação entre a umidade da superfície e da maior profundidade analisada (2,5m), em especial, na época da amostragem (10/11/2010), esse solo apresentou-se bastante ressecado com a umidade variando de 11,9% a 12,5% ao longo do perfil.

No perfil do CE-III a variação do lençol freático foi de 3,85 m na estação chuvosa para o nível máximo de 9,06 m na estação da seca.

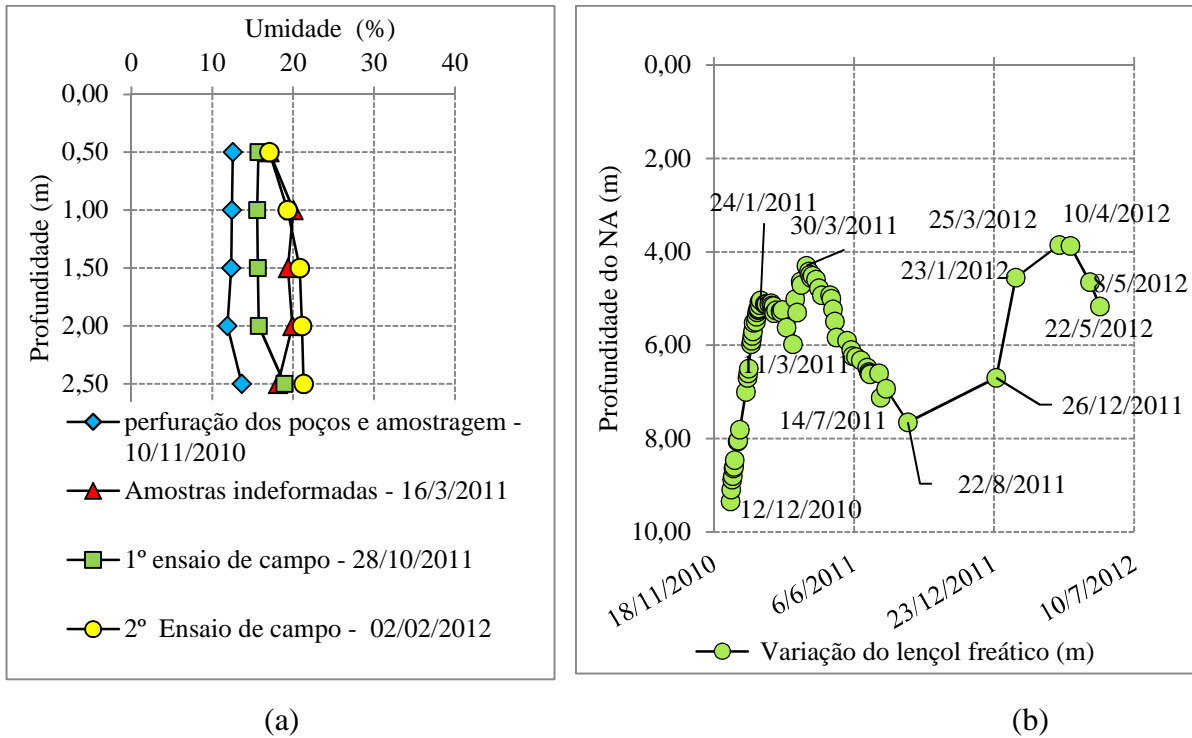


Figura 5.12– Perfil de umidade do solo em (a) e em (b) a variação do nível do lençol freático para cada uma das etapas para o CE-III

Considerando os dados de monitoramento do lençol freático dos três cenários e comparando com os dados do estudo de Reis (2007), ao longo da linha do Metrô projetado para Goiânia, tem-se, ao todo um período de 8 anos de monitoramento do lençol freático. A linha do metrô tem percurso no eixo norte-sul da cidade e nessa comparação serão adotadas duas estações, a do Terminal Isidória e a da Praça Cívica (registro das variações máximas e mínimas do lençol freático). Na Figura 5.13 está apresentado o intervalo de tempo considerado para cada cenário.

	Ano									
Piezômetro	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	
Campo Experimental I		■	■							
Campo Experimental II					■	■				
Campo Experimental III								■	■	
Terminal Isidória	■	■								
Praça Cívica	■	■								

Figura 5.13 – Período do monitoramento do lençol freático dos campos experimentais e de dois terminais da linha do projeto do Metrô de Goiânia.

Analisando na Figura 5.14 formada pelos estudos das duas estações consideradas por Reis (2007) e as variações observadas nesta pesquisa, conclui-se que apesar da influência do nível do lençol freático e da distribuição das precipitações ao longo do ano tanto os resultados obtidos

dessa pesquisa como os observados por Reis (2007) apresentam a mesma tendência de variação anual.

Agrupando os dados de monitoramento do lençol freático da cidade de Goiânia, considerando os dois estudos, verifica-se uma variação de aproximadamente de 5,0 m entre as duas estações, chuvosa e seca. Esses dados demonstram a necessidade de conhecer a profundidade do N.A. na condição mais desfavorável para projetos de sistemas de infiltração. Embora os bancos de dados de variação do lençol freático podem facilitar a projeção do lençol freático sendo conhecido o N.A. de um local em relação à data da sondagem.

Esses resultados demonstram a viabilidade do uso dos sistemas de infiltração desde que mantida uma distância mínima, geralmente estabelecida pela legislação local, entre o lençol freático e a base do sistema de infiltração. Para as condições de lençol freático mais raso deve-se utilizar sistemas com menor profundidade e para lençol freático mais profundo, sistemas que mais profundos dependendo da viabilidade e concepção do projeto.

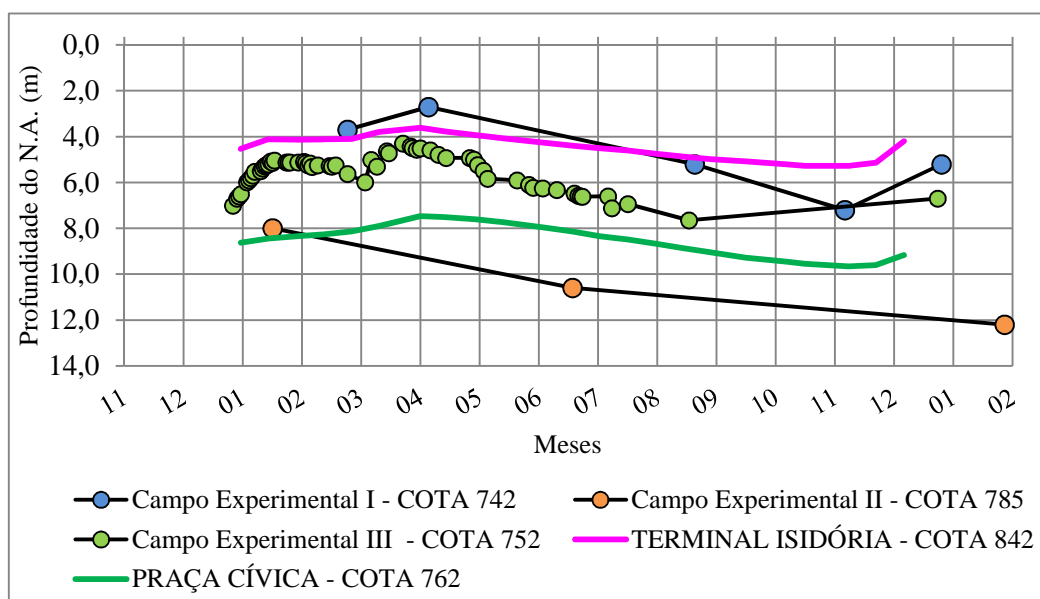


Figura 5.14–Variação do nível do lençol freático considerando monitoramentos em Goiânia.

1.1.COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DOS SOLOS

5.4.1 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Fredlund e Radhardjo (1993) relatam que um solo expansivo exibe um aumento de volume, como resultado de uma redução da sucção matricial, enquanto um solo colapsível exibe uma diminuição do volume como resultado de uma redução na sucção matricial.

Para avaliar o comportamento dos perfis de solo quanto ao aumento ou redução de volume, expansão ou colapso ou mesmo simples contração, as amostras dos três campos experimentais foram submetidas aos ensaios oedométricos no estado natural e inundado. Todos os perfis de solo foram analisados em duas profundidades diferentes. Os ensaios oedométricos foram realizados em amostras indeformadas utilizando água destilada para a inundação das amostras e sob as tensões normalmente adotadas nesses ensaios.

Informações relativas às condições iniciais das amostras para o ensaio duplo oedométrico de cada um dos campos experimentais são apresentadas na Tabela 5.4. Os CE-I e CE-III foram ensaiados nas profundidades de 1,0 e 2,0 m de profundidade e o CE-II nas profundidades de 2,0 e 3,0 m, de acordo com os resultados dos ensaios de Garcês (2010). O solo do perfil de solo do CE-II foi considerado bastante homogêneo até a profundidade estudada e as profundidades de 2,0 e 3,0m foram preferidas pelo autor.

Tabela 5.4– Condição inicial das amostras

LOCAL	CE-I Leão Carvalho (2008)		CE-II (Garcês (2010))		CE-III	
	Natural		Natural		Natural	
Condição Inicial	1,0 m	2,0 m	2,0 m	3,0 m	1,0 m	2,0 m
e ₀	0,980	1,40	1,56	1,77	1,13	1,04
w ₀ (%)	28,50	31,25	22,45	25,10	16,54	22,82
Sr ₀ (%)	53,22	68,28	39,36	38,42	41,71	63,17
Característica do ensaio	Inundado		Inundado		Inundado	
Condição inicial	1,0 m	2,0 m	2,0 m	3,0 m	1,0 m	2,0 m
e ₀	0,980	1,40	1,37	1,78	1,09	0,970
w ₀ (%)	31,25	34,28	20,84	25,59	16,40	17,26
Sr ₀ (%)	56,24	72,15	41,65	38,93	40,38	51,05

Os resultados dos ensaios oedométricos obtidos para o campo experimental CE-I, nas profundidades de 1,0 e 2,0 m são apresentados na Figura 5.15.

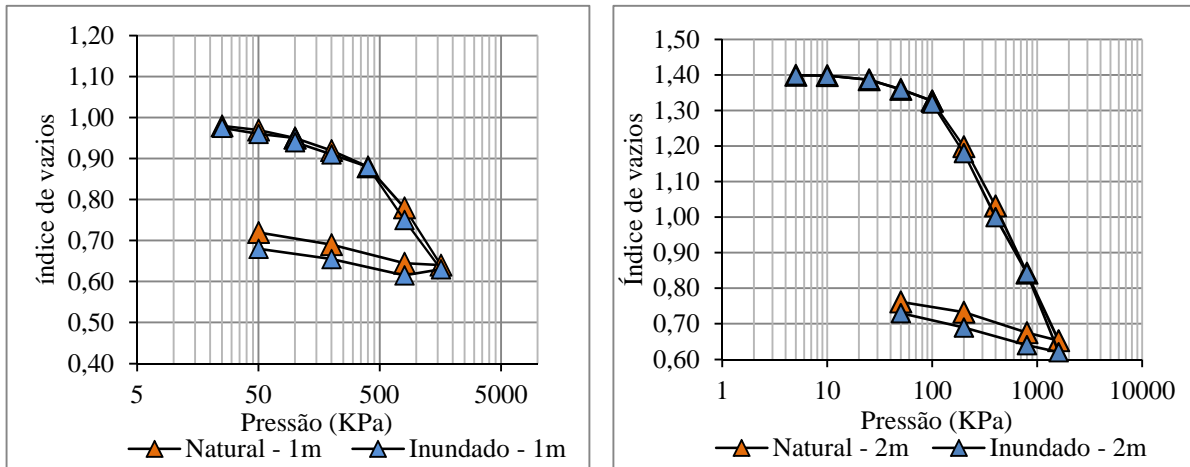


Figura 5.15 - Ensaio oedométrico natural e inundado de amostras a 1,0m e 2,0m de profundidade, CE-I.

Os resultados obtidos para as amostras inundadas se sobrepõem aos das amostras ensaiadas na umidade natural. Essa coincidência pode ser atribuída aos baixos valores de sucção presentes no solo como mostra a Figura 5.16. A figura mostra ainda que a umidade natural encontra-se relativamente próxima ao término do valor de entrada de ar da CCSA (2,33 kPa) nos poros de maior diâmetro. Geralmente quando o solo encontra-se com umidade igual ou superior a esse limite ele apresenta o comportamento mecânico pouco sensível a aumentos no teor de umidade, como ocorreu nesse caso ao realizar o ensaio inundado da amostra do solo. Assim, do ponto de vista prático, pode-se dizer que esse perfil de solo ao ser saturado pela infiltração das águas pluviais no poço possivelmente haverá pouco ou nenhum risco do fenômeno de colapso ou de expansão estrutural do solo. Além disso, as análises mineralógicas não indicaram nenhum mineral expansivo nesse solo.

Os resultados do CE-II, nas profundidades de 2,0 e 3,0m são apresentados na Figura 5.17. Nos ensaios da profundidade de 2,0 m para melhor apresentação das curvas de adensamento os índices de vazios foram normalizados em relação ao índice de vazios inicial (e_i/e_0) nas duas condições naturais e inundado.

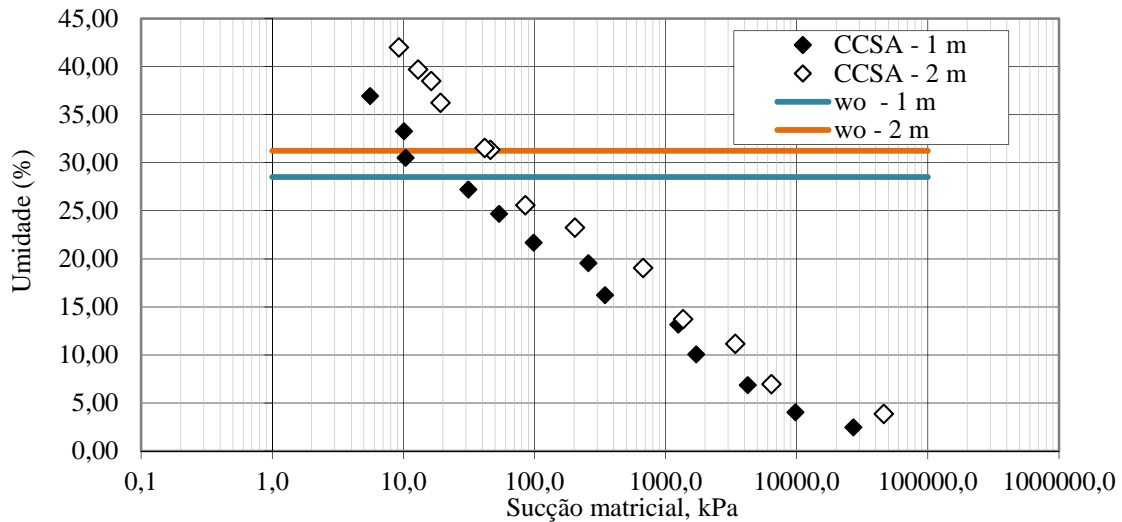


Figura 5.16 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-I.

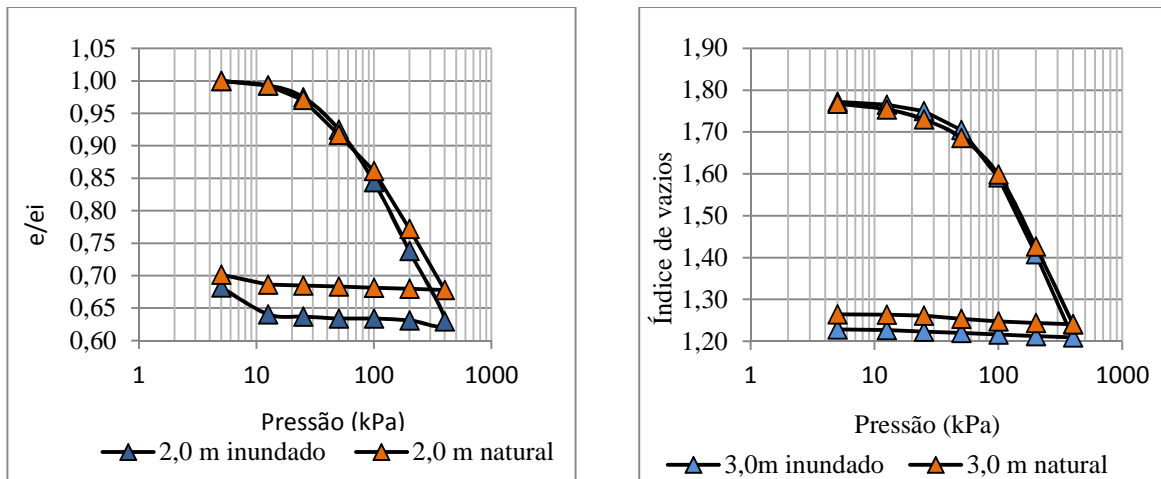


Figura 5.17– Curva de compressibilidade no ensaio oedométrico do solo nas profundidades de 2,0 e 3,0 m. CE-II.

A Figura 5.18 mostra valores de umidade da amostragem de campo para o ensaio de adensamento comparada aos valores de umidade das CCSA em relação à sucção e umidade (2,0 e 6045,2 kPa, para o primeiro e segundo trecho, respectivamente). De acordo com a figura as umidades iniciais dos solos encontram-se relativamente próximas ao final do valor de entrada de ar nos macroporos, o que confere ao solo pouca susceptibilidade ao colapso. As análises mineralógicas mostram um perfil de solo profundamente intemperizado até a profundidade ensaiada com ausência de minerais expansivos e ao mesmo tempo a elevada porosidade restringe a possibilidade de expansão estrutural. Com isso, na prática, pode-se considerar que a

saturação do solo circundante ao poço, proveniente da infiltração das águas pluviais, certamente sem risco para a ocorrência do fenômeno do colapso estrutural do solo.

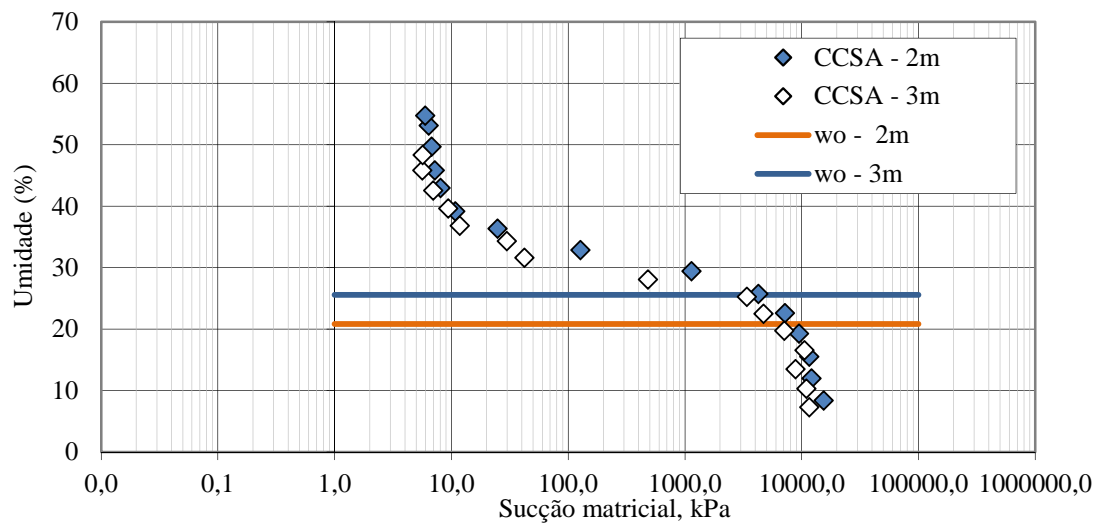


Figura 5.18 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-II.

Os resultados dos ensaios oedométricos obtidos para as amostras de solo provenientes no CE-III são apresentados na Figura 5.19 para as profundidade de 1,0 e 2,0m de profundidade. Observa-se nessa figura que os resultados obtidos para as amostras de 2 m de profundidade, inundadas, apresentam, exceto os dois pontos iniciais, curvas de adensamento marcadas por valores de índice de vazios superiores aos obtidos para as amostras ensaiadas na umidade natural. Esse comportamento sugere a expansão do solo.

A Figura 5.20 mostra, no entanto, que as umidades iniciais das amostras ensaiadas correspondem a valores relativamente baixos de sucção na curva características de retenção de água o que, embora não impeça, limita a possibilidade de expansão estrutural do solo de acordo com a energia interna, sucção. Nesse caso o valor de entrada de ar foi de 32,10 kPa.

Ao mesmo tempo as análises mineralógicas mostram condições de intemperização por alterações mineralógicas com presença da muscovita é provável que a tenha conduzido à condição de mineralogicamente expansiva do solo. Aponta nesse sentido a tese de doutorado de Pereira (2004). Diante dos resultados experimentais, é provável, que esse perfil de solo apresente expansão considerando a infiltração de poço ao saturar o maciço.

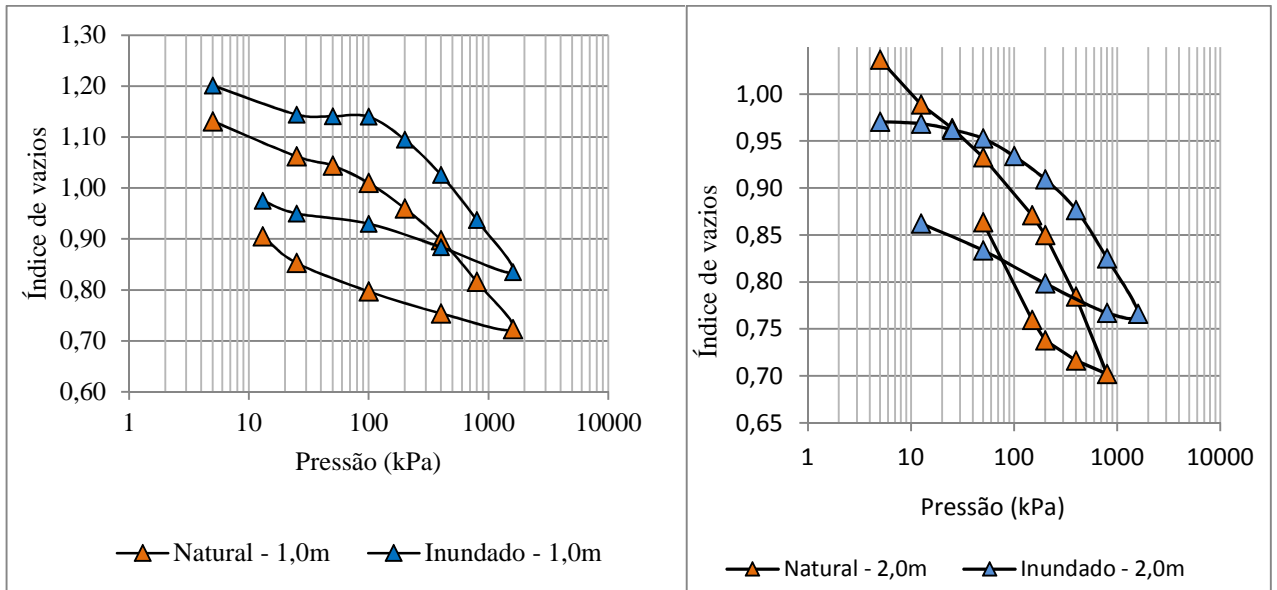


Figura 5.19 – Curva de compressibilidade no ensaio oedométrico do solo nas profundidades de 1,0 e 2,0 m. CE-III

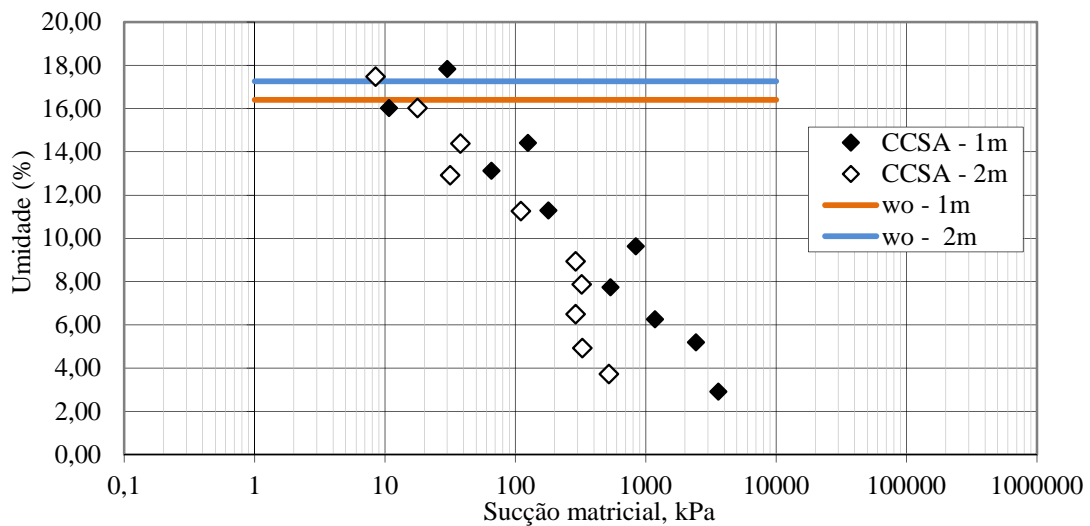


Figura 5.20 – Relação sucção matricial e umidade natural do solo em campo para o CE-III.

5.4.2 ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Ensaio de permeabilidade foram realizados em amostras dos três campos experimentais buscando-se observar as peculiaridades de cada um dos solos. Os ensaios foram efetuados nas amostras sob condição saturada, exceto para o CE-II que foi ensaiado também sob condição não saturada.

Para o CE-I os ensaios de permeabilidade foram realizados na condição saturada em permeâmetro de carga variável, utilizando amostras indeformadas extraídas no sentido vertical para 1,0m de profundidade e nos sentidos vertical e horizontal para 2,0m de profundidade. Os sentidos vertical e horizontal dos corpos de prova para o ensaio estão relacionados com o topo e base dos blocos de amostras indeformadas. As moldagens foram feitas de modo que o fluxo de água reproduzisse *in situ* a direção vertical buscando avaliar a capacidade de percolação da água infiltrada na superfície do solo. Os resultados da permeabilidade, índice de vazios e umidade de saturação que caracterizam cada amostra ensaiada são apresentados na Tabela 5.5. Verifica-se a partir dos resultados obtidos para a profundidade de 2 m que a permeabilidade vertical desse solo é bem superior à permeabilidade horizontal. Isso implica que os sistemas de infiltração que priorizam a infiltração vertical, nesse solo, são os sistemas mais adequados para esse tipo de solo como poços, trincheiras, valas e trincheiras. Os resultados foram obtidos da pesquisa de Leão Carvalho (2008).

Tabela 5.5– Resultados dos ensaios de permeabilidade, índice de vazios e umidade de saturação – CE-I. (Leão Carvalho, 2008).

Profundidade (m)	Coefficiente de permeabilidade (vertical) k_{20} (m/s)	Coefficiente de permeabilidade (horizontal) k_{20} (m/s)	Índice de vazios (e)	Umidade de saturação (%)
1,0	$1,56 \times 10^{-7}$	-	0,981	32,9
2,0	$1,82 \times 10^{-6}$	$7,49 \times 10^{-7}$	1,400	50,6

Para o CE-II, os ensaios de permeabilidade foram realizados sob amostras coletadas a 1 e 3,0m de profundidade. A amostra coletada a 1 m de profundidade foi ensaiada apenas com amostra saturada e submetida ao fluxo vertical sem que fosse submetida a tensões confinantes.

Já a amostra coletada a 3 m de profundidade foi ensaiada na condição saturada e na condição não saturada com controle de sucção (Garcêz 2010). Na condição saturada os ensaios foram realizados para tensões isotrópicas de confinamento de 30 e 50 kPa. Na condição não saturada a amostra foi submetida a sucções de 20 kPa, 40 kPa, 60 kPa e 80 kPa. Em ambos os casos adotou-se o fluxo vertical. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6– Condutividade hidráulica saturada e não saturada na profundidade de 3,0m. CE-II (Garcês 2010).

Profundidade (m)	Permeabilidade saturada		
	1,0	Garcês (2010)	
		3,0	50
Pressão efetiva aplicada (kPa)	0	30	50
Permeabilidade Vertical Média (m/s)	$7,79 \times 10^{-6}$	$1,36 \times 10^{-7}$	$1,29 \times 10^{-7}$
Sucção (kPa)	Permeabilidade não saturada		
	-	Permeabilidade (m/s)	
	80	-	$2,67 \times 10^{-10}$
	60	-	$3,96 \times 10^{-10}$
	40	-	$5,95 \times 10^{-9}$
	20	-	$8,76 \times 10^{-10}$
0	-	$1,36 \times 10^{-7}$	

Para o CE-III como o perfil apresentou estratificação e nesse foi realizado ensaios de campo e de laboratório com amostras moldadas na horizontal e vertical e acompanhando a estratificação na direção normal e tangencial da estratificação da amostra. No campo foi realizado o ensaio na superfície do terreno usando-se a técnica dos cilindros concêntricos. Em laboratório, os ensaios foram realizados sobre amostras coletadas a 1 m e 2 m de profundidade, em ambos os casos sobre o solo saturado. Para 1 m de profundidade como o perfil apresentava estratificação marcante com inclinação de 50° com a horizontal os ensaios foram realizados com amostras moldadas na horizontal, na vertical, na direção paralela a estratificação e na direção normal a ela. Para 2,0m de profundidade, apesar de mantida a xistosidade do perfil, o ensaio de permeabilidade foi realizado apenas para amostras submetidas aos fluxos horizontal e vertical. Os resultados obtidos para esse campo experimental estão apresentados na Tabela 5.7.

Verifica-se dos resultados apresentados que a permeabilidade de superfície corresponde ao maior valor obtido indicando-se a importância de manter a infiltração superficial podendo indicar que os gramados, por exemplo podem ser potencialmente interessantes para o controle das águas pluviais. Verifica-se também que a xistosidade favorece o fluxo em sua direção, pois em sua direção foi obtida a maior permeabilidade. Essa constatação apesar de esperada, assume importância prática e mostra que o avanço da frente de saturação com consequências para o comportamento mecânico avançará mais nessa direção. Do ponto de vista da funcionalidade dos sistemas de infiltração observa-se que a orientação dessas xistosidades será particularmente relevante na orientação da implantação de sistemas lineares de infiltração como as valas e as trincheiras ou sistemas de infiltração mais rasos.

A Figura 5.21 mostra os resultados da combinação das permeabilidades nas direções ensaiadas, considerando a xistosidade ou não, nas duas profundidades. Os resultados mostram ser coerentes. Para facilitar a comparação entre as permeabilidades os dados foram plotados utilizando um sistema cartesiano de coordenadas x e y e os eixos rotacionados x' e y' de acordo com a xistosidade do solo.

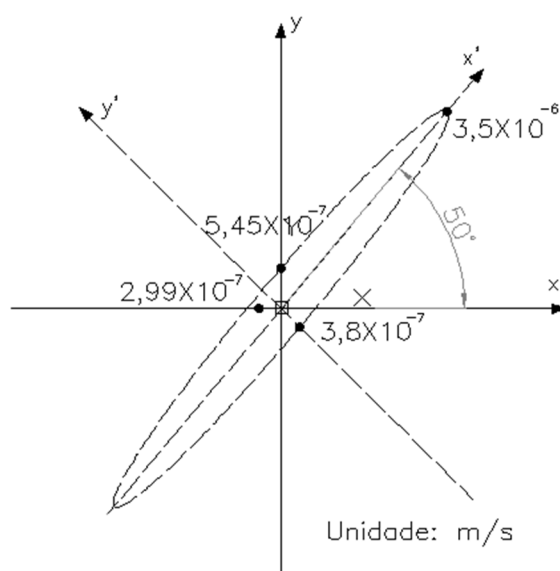


Figura 5.21 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com a xistosidade do CE-III.

O estudo da permeabilidade do CE-III considerou a xistosidade nos ensaios de permeabilidade realizando ensaios nos sentidos horizontal, vertical da amostra indeformada e nos sentidos perpendicular e tangencial à xistosidade. Dessa forma não seria possível considerar a condição axissimétrica para simular a infiltração do poço no CE-III. Para tornar possível a simulação do CE-III nas mesmas condições dos CE-I e CE-II foram adotadas simplificações fazendo-se projeção dos dados nos eixos perpendiculares x' e y' o que resultou no par de coordenadas $k_v = 3,5 \times 10^{-7}$ m/s e $k_h = 5,45 \times 10^{-8}$ m/s, respectivamente. Os resultados numéricos da permeabilidade saturada do CE-III estão apresentados na Tabela 5.7.

Cabe destacar que a expansividade desse solo influenciou na permeabilidade provocando uma expansão na amostra indeformada por alívio de pressão e/ou por acréscimo de água durante o ensaio por variações de energia externa e/ou energia interna o que e, o resultado da permeabilidade encontrada em laboratório, produziu um valor acima do que ocorre para as

condições de campo, principalmente considerando o fluxo de água na direção da xistosidade. Assim, na simulação numérica foi adotado um valor intermediário entre os valores dos CE-I e CE-II, compatível com as condições de campo cujo valor numérico adotado foi de $1,82 \times 10^{-8}$ m/s.

Tabela 5.7 – Resultado da permeabilidade saturada do solo na profundidade de 1,0m a 2,0m - CE-III

Profundidade (m)	Permeabilidade dos ensaios de campo (m/s)	Permeabilidade saturada (m/s) - K20°C	
Permeabilidade superficial na vertical (infiltrômetro de anéis concêntricos)	$7,25 \times 10^{-05}$	-	
1,0 m (Considerando a xistosidade à 50° com a horizontal)	$9,0 \times 10^{-07}$	K _{na direção da xistosidade..}	$3,50 \times 10^{-07}$
		K _{normal}	$3,80 \times 10^{-08}$
2,0 m	$9,0 \times 10^{-07}$	K _{vertical}	$5,45 \times 10^{-08}$
		K _{horizontal}	$2,99 \times 10^{-08}$

5.4.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS

A avaliação das propriedades hidráulicas dos solos não saturados, relativas à retenção de água dos solos dos campos experimentais, foi determinada por ensaios de curvas características nas profundidades de 1,0 e 2,0m nos CE-I e CE-III e nas profundidades de 1, 2 e 3 m para o CE-II. A técnica utilizada foi a técnica do papel filtro, executada de acordo com as recomendações da ASTM D-5298 (1992), Marinho (1995), Bulut (2008) e Borges (2010). As trajetórias de molhagem foram adotadas nos ensaios porque representa a situação em campo correspondente à infiltração de água no solo.

Os resultados das curvas características dos campos experimentais e seus ajustes foram baseados em Gitirana Jr. E Fredlund (2004) para as curvas unimodais e bimodais. Optou-se por utilizar uma equação de ajuste que considera maior quantidade de parâmetros e que se ajustasse bem aos solos, ao mesmo tempo, com comportamento unimodal e bimodal, representadas pela curva sucção versus conteúdo volumétrico de água.

Os parâmetros λ_d , λ_{res} , S_{res} e ψ_{res} , foram obtidos pelas equações desenvolvidas no capítulo 3, equações 3.18, 3.19, 3.21, 3.22, 3.24, 3.25 e 3.26 para curvas características unimodal e bimodal.

O valor de ψ_{res} está relacionado com os valores máximos de sucção medidos e também associado à S_{res} do solo. Os valores de λ_d , λ_{res} estão associados com a inclinação das curvas unimodais e bimodais. Os ajustes foram aplicados às curvas características dos três campos experimentais.

5.4.3.1 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL I

As curvas característica do CE-I têm forma unimodal e os resultados estão apresentados na Figura 5.22 que corresponde à curva característica sucção versus conteúdo volumétrico de água. Na Tabela 5.8 encontram-se os valores numéricos dos parâmetros obtidos da curva característica nas profundidades de 1,0 m e 2,0 m, dados que serão considerados na simulação numérica.

Os resultados das curvas características referentes a esse campo experimental são bastante semelhantes e para as simulações numéricas será adotada a curva da profundidade de 1,0 m, o solo apresenta CCSA no formato unimodal conforme apresentada na Figura. Esse solo apresenta em processo de intemperismo, marcado pela presença da plintinta, mineral de cor branca, responsável pela evolução do intemperismo do solo. O valor de entrada de ar entre 2,33 kPa. O método do papel filtro foi capaz de avaliar sucção muito perto do valor de entrada de ar, medindo aproximadamente 6,0 kPa. O valor de sucção matricial residual e saturação residual são 7168,62 kPa e 8,3%.

Considerando a pouca variação entre os dados experimentais para as profundidades de 1,0 e 2,0m. Comparando os três métodos de ajuste das CCSAs propostos por Brook & Corey, Van Genuchten e Gitirana Jr. & Fredlund, conclui-se que o melhor ajuste para as duas curvas analisadas (sucção matricial versus conteúdo volumétrico de água) o ajuste proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) como mostra a Figura 5.23.

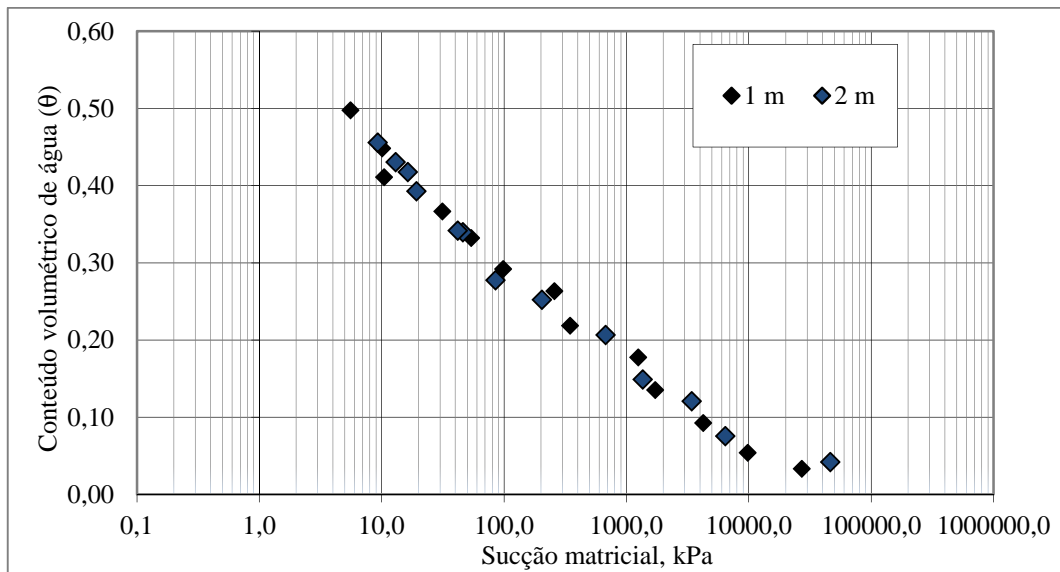


Figura 5.22 – Curvas características de sucção matricial versus grau de saturação do CE-I com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m.

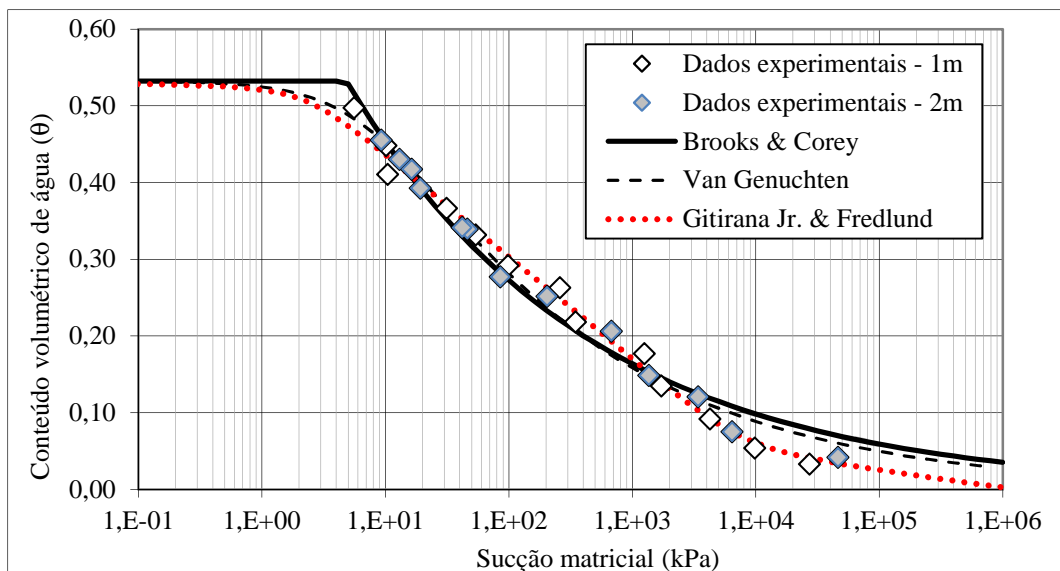


Figura 5.23 – Curvas características de sucção matricial versus conteúdo volumétrico de água do CE-I com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m.

Tabela 5.8– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características do CE-I

Profundidade (m)	Ψ_b (kPa)	Ψ_{res} (kPa)	S_{res} (%)	a	λ_d	λ_{res}	θ_{sat} (%)	Ksat (m/s)
1,00	2,33	7168,62	0,083	0,05	0,428	0,039	0,529	$7,49 \times 10^{-7}$

5.4.3.2 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL II

Os resultados da CCSA sucção matricial versus conteúdo volumétrico de água, do CE-II estão apresentados na Figura 5.24 e na Tabela 5.9 encontram-se os valores numéricos dos parâmetros.

As curvas características apresentadas na Figura 5.24 são homogêneas e semelhantes até a profundidade analisada no perfil e apresentam formato bimodal indicando presença de micro e macroporos. Esse tipo de distribuição de poros é causado por granulometrias descontínuas ou pela cimentação das partículas formando solo estruturado, característica dos solos intemperizados. Os macroporos têm um valor de entrada de ar entre 2,0 e 10,0 kPa e os microporos entre 6045,1 e 20848 kPa. Os resultados das curvas característica desse campo experimental foram obtidos pela pesquisa de Garcês (2010).

Entre os dois pontos de inflexão da curva tem-se um patamar que indica a ausência de poros em uma grande faixa de tamanhos. O trecho correspondente ao patamar indica o volume de macroporos presentes na estrutura desse solo. Nesses casos é possível observar que quanto mais próximo da superfície, maior a quantidade de macroporos resultado do intemperismo.

Pela Figura 5.24 é possível observar que o método do papel filtro mediu sucção 6,0 kPa e esta foi insuficiente para definir o ajuste da curva para qualquer um dos métodos próximo à saturação máxima.

Em relação às curvas de ajustes da CCSAs apresentadas na Figura 5.25 para o CE-II, comparando os três métodos de ajuste das CCSAs propostos por Brook & Corey, Van Genuchten e Gitirana Jr. & Fredlund, conclui-se que o melhor ajuste para as três curvas analisadas (sucção matricial versus conteúdo volumétrico de água) foi ajuste proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) como mostra a figura. Pois, foi o único método que contemplou o ajuste das curvas bimodais e nesse caso os dados da região de microporosidade foram desprezados. Os demais métodos são aplicáveis apenas às curvas características unimodais.

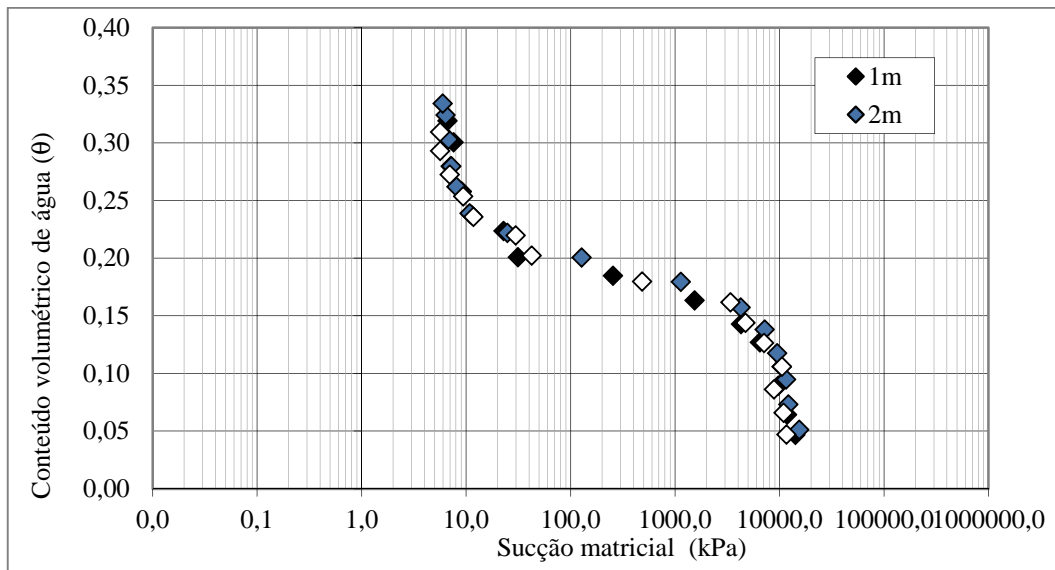


Figura 5.24– Curvas características de sucção matricial versus grau de saturação do CE-II com a respectiva curva de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.

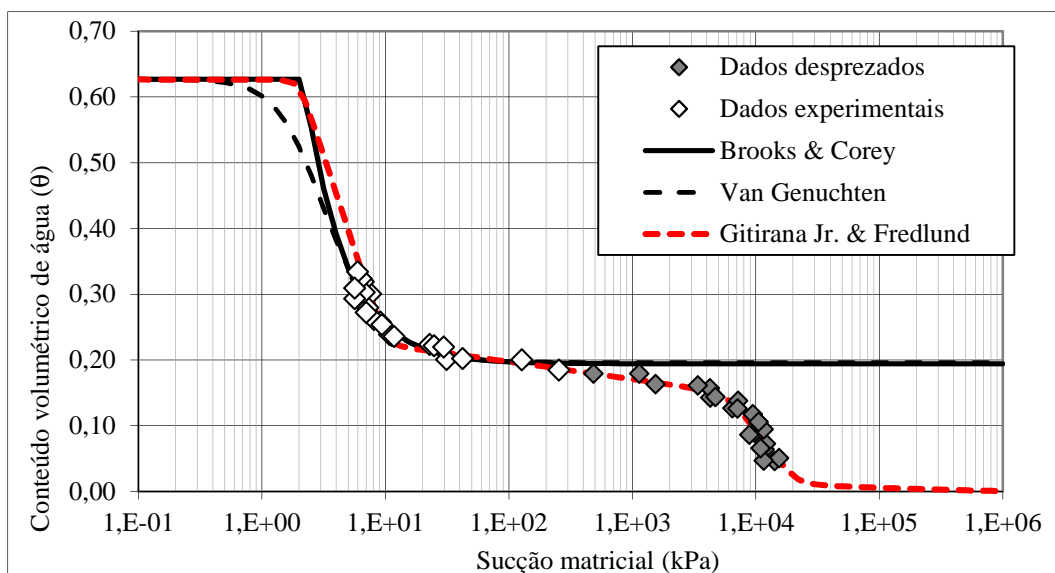


Figura 5.25– Curvas características de sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água do CE-II com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.

Tabela 5.9– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características bimodais na porosidade $n=0,627$ do CE-II

Prof. (m)	Ψ_{b1} (kPa)	Ψ_{res1} (kPa)	S_{res1} (%)	Ψ_{b2} (kPa)	S_b (%)	Ψ_{res2} (kPa)	S_{res2} (%)	a	λ	θ_{sat} (%)	Ksat (m/s)
1,00/2,00/3,00	2,00	10	35,5	6045,2	24,30	20848	1,20	0,023	0,355	0,627	$1,36 \times 10^{-5}$

5.4.3.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS DO CAMPO EXPERIMENTAL III

Os resultados da CCSA do CE-III estão apresentados na Figura 5.26 da sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água e na Tabela 5.10 encontram-se tabelado os valores numéricos dos parâmetros.

As curvas características referentes a esse campo experimental apresentaram os dados experimentais bastante dispersos, justificado pela heterogeneidade da amostra para uma mesma profundidade conforme mostrado em no item 4.8.1.3 e na Figura 4.19.

O valor de entrada de ar nesse solo é de 32,07 kPa, a sucção residual de 317,65 kPa e a saturação residual é de 34,0 %. O ensaio de papel filtro mediu sucção mínima de 8,5 kPa.

Embora tenha apresentado tal dispersão nos pontos, os três modelos podem ser considerados razoáveis no ajuste das curvas. Destacando como melhores ajustes os modelos de Gitirana Jr. E Fredlund (2004), Van Genuchten e Brooks e Corey (1964), este último evidencia o valor de entrada de ar aplicado a curvas unimodais como mostra a Figura 5.27.

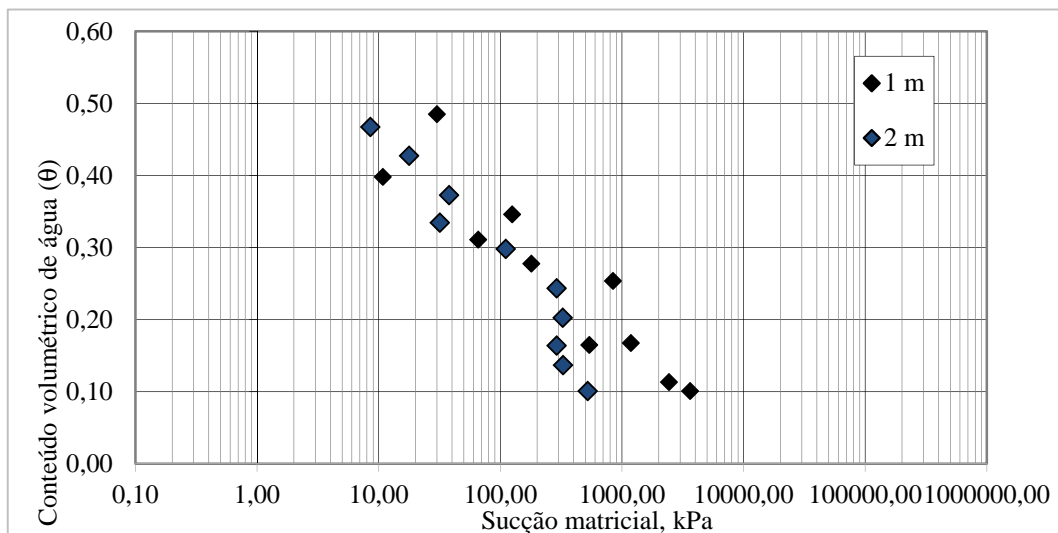


Figura 5.26 – Curvas características de sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água do CE-III com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0 e 2,0 m.

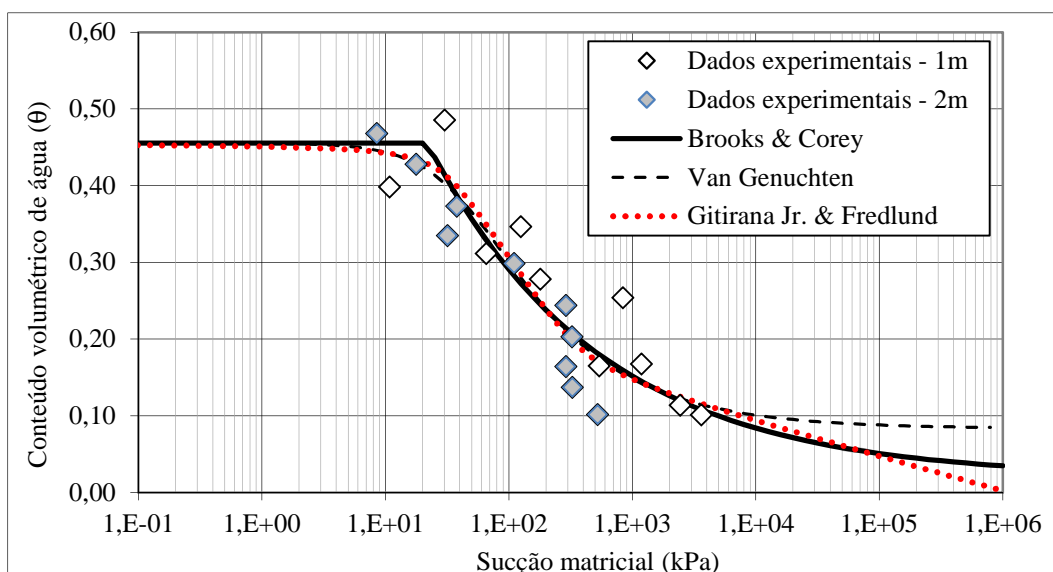


Figura 5.27 – Curvas características de sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água do CE-III com as respectivas curvas de ajuste para as profundidades de 1,0, 2,0 e 3,0 m.

Tabela 5.10– Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características do CE-III

Prof. (m)	e	n	Ψ_b (kPa)	Ψ_{res} (kPa)	S_{res} (%)	a	λ_d	λ_{res}	θ_{sat} (%)	Ksat (m/s)
1,00/2,00	0,837	0,456	32,10	317,6	34,0	0,1	0,189	0,097	0,456	$1,36 \times 10^{-6}$

O solo do CE-III apresenta o perfil menos intemperizado dos três campos experimentais estudados.

5.4.4 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Segundo Fredlund *et. al.* (2012) o procedimento para estimar a função permeabilidade da água pela curva característica solo-água, tem sido cada vez mais aceito na prática de engenharia. Isso porque o custo para realizar a medida direta (ensaio de laboratório) da função de permeabilidade tem, relativamente, custo elevado o que o torna proibitivo. No entanto, as técnicas para os procedimentos de estimativa têm informações adequadas para fins da engenharia de projeto.

Um segundo método indireto utilizado para obter a função de permeabilidade da água é por meio das curvas de distribuição granulométrica, mas não será tratado nesse trabalho.

Nessa seção serão apresentadas as previsões das curvas de condutividade hidráulica dos perfis estudados a partir das curvas características obtidas. O método utilizado foi o das previsões a partir do modelo de Brooks e Corey (1964) e Mualem (1976); Brooks e Corey (1964) e Burdine (1953); Van Genuchten (1980) e Burdine (1953) e; Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964), apresentados em detalhes no Capítulo 3. A variabilidade dos parâmetros da curva característica resulta na variabilidade da função de permeabilidade que é atualizada para cada modelo de curva característica. Além disso, a variabilidade da condutividade hidráulica saturada, k^w_{sat} , também causa variação na função de condutividade hidráulica.

5.4.4.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM FUNÇÃO DA PERMEABILIDADE E DA SUCCÃO MATRICIAL

A Figura 5.28 apresenta a função de condutividade hidráulica para o CE-I, obtida a partir da CCSA. Analisada do ponto de vista de inclinação da curva a função de permeabilidade, nesse caso, não fica bem definida. Mas qualquer um dos métodos poderia 160epresenta-la. No entanto, quando analisada do ponto de vista da dessaturação, que corresponde ao valor de entrada de ar na curva característica, os métodos de Gitirana e Fredlund (2004) – Brooks e Corey (1964), Brooks e Corey–Mualem ou Brooks e Corey-Burdine poderiam representar a função de condutividade desse solo. Mas os dois últimos métodos superestimam o valor de entrada de ar no solo. Portanto, o método que melhor faz a previsão no ponto de sucção igual a 2 kPa, igual ao valor de entrada de ar, é o método proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964).

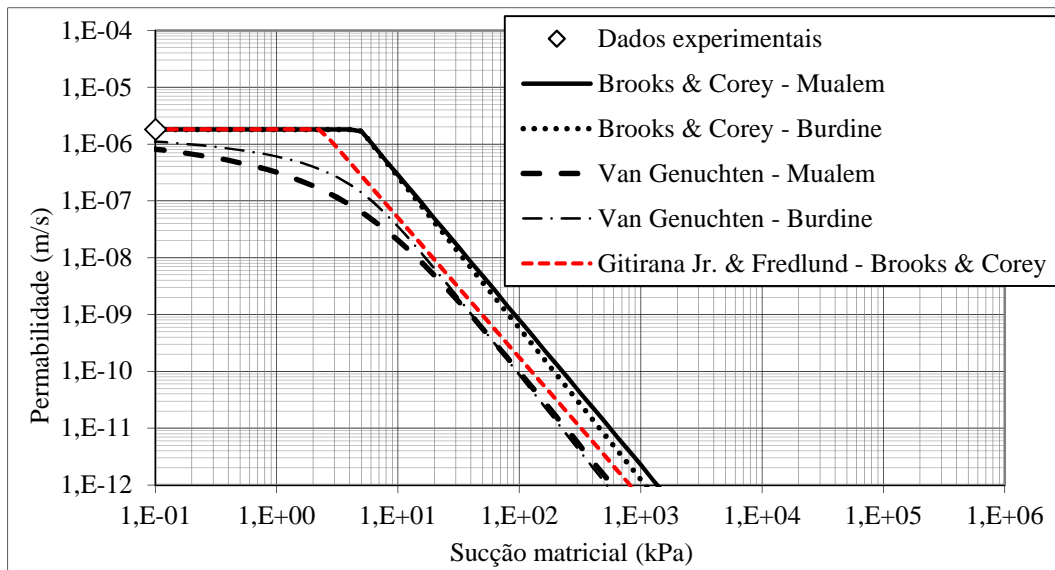


Figura 5.28– Curva de previsão da permeabilidade hidráulica do solo do CE-I.

A Figura 5.29 apresenta a função de condutividade hidráulica obtida com o valor médio dos parâmetros e as funções variando a condutividade hidráulica saturada e não saturada, para o solo do CE-II. Nesse caso, a previsão da função de permeabilidade não saturada experimental ficou bem determinada por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964) porque dados dos ensaios em laboratório da condutividade hidráulica com medida de sucção puderam ser realizado em amostras da área e comparado com o método de previsão.

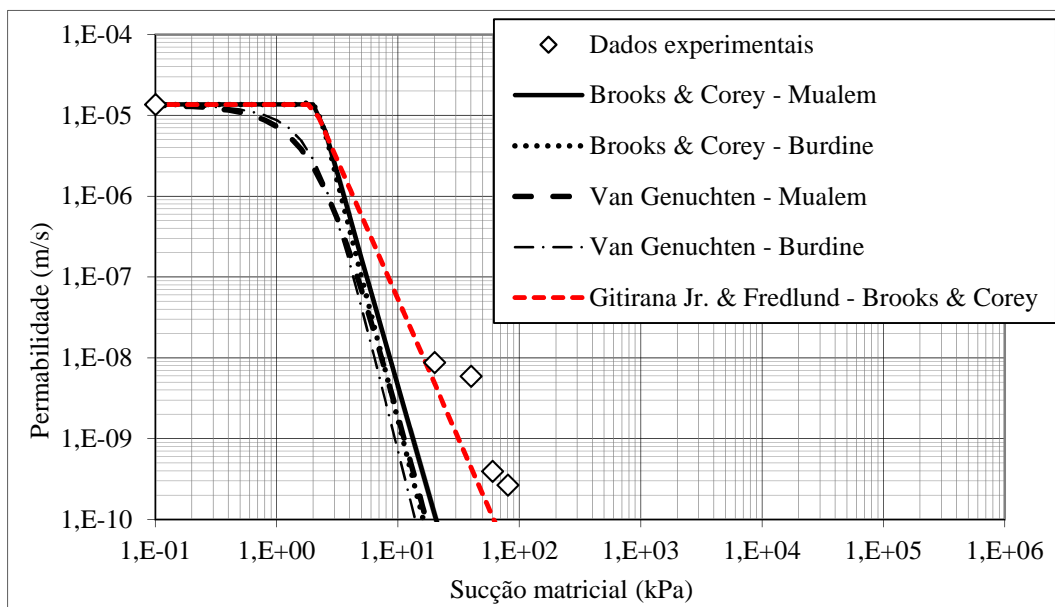


Figura 5.29– Função de condutividade hidráulica do solo do CE-II

A Figura 5.30 apresenta a função de condutividade hidráulica obtida com o valor médio dos parâmetros e as funções variando a condutividade hidráulica saturada, para os solos CE-III. A exemplo do que ocorreu no CE-I, nesse campo não foi realizado ensaio de permeabilidade com medida de sucção. Nesse caso, a função de permeabilidade depende de outro parâmetro para ser definida. Fazendo a análise partindo de dados da CCSA observa-se que o valor de entrada de ar para a curva desse solo é igual 32,07 kPa. Pela figura o valor de entrada de ar para a previsão pelo método proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964) é de aproximadamente 30,0 kPa, ponto de dessaturação da amostra. Observando a mesma figura pelo método de Brooks e Corey-Mualem o valor de entrada de ar ocorre sob a sucção de 20 kPa. Comparando os dois pontos de dessaturação do solo e os métodos propostos para determinar a função de permeabilidade, a que melhor define a curva da permeabilidade é o método proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964).

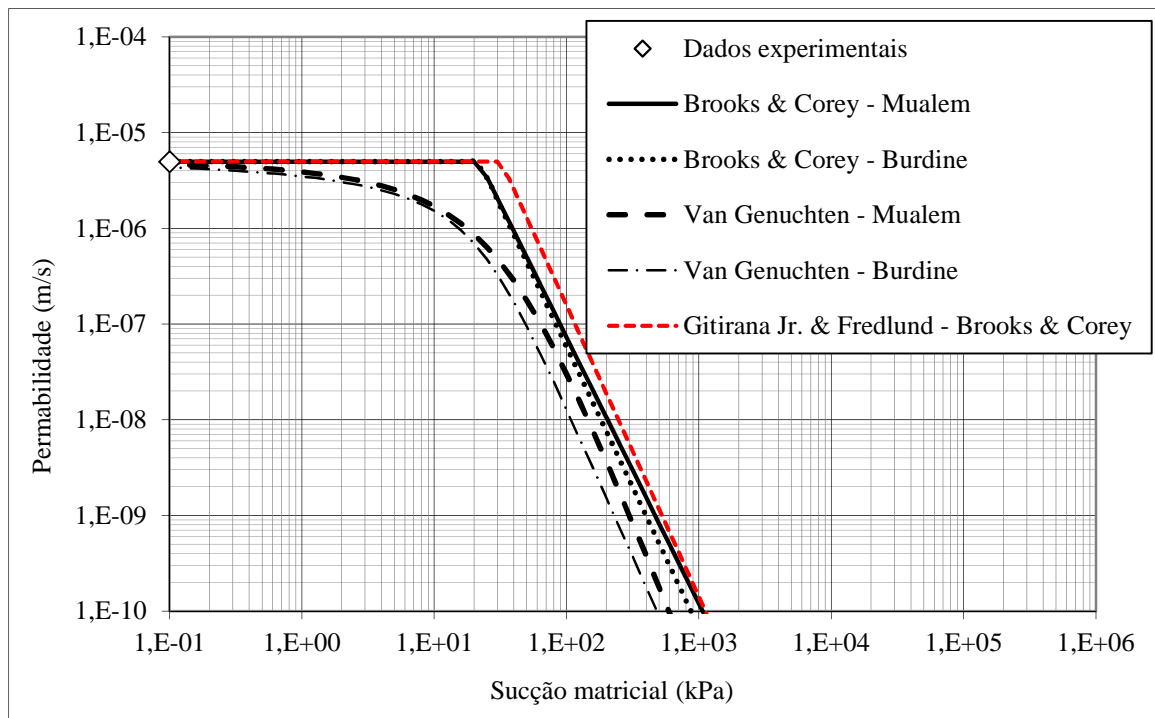


Figura 5.30 – Função de condutividade hidráulica do solo do CE-III

5.4.4.2 PERMEABILIDADE EM FUNÇÃO DO CONTEÚDO VOLUMÉTRICO DE ÁGUA

A previsão da condutividade hidráulica ou permeabilidade em função do conteúdo volumétrico de água pode ser determinada para as curvas de molhagem e secagem e não apresenta histerese

importante de acordo com as teorias apresentadas por Fredlund *et. al.* (2012). Nesse estudo considerou-se a trajetória de molhagem.

As curvas do conteúdo volumétrico de água *versus* permeabilidade foram estimadas por quatro diferentes modelos e são apresentados nas Figura 5.31 para o CE-I, Figura 5.32, para o CE-II e Figura 5.33 para o CE-III e são comentadas separadamente de acordo com as particularidades dos resultados. Na previsão dessas curvas foram adotados os modelos de Brooks e Corey (1964) – Mualem (1976); Brooks e Corey (1964) – Burdine (1953); Van Genuchten (1980) – Mualem (1976), Van Genuchten (1980) – Burdine (1953) e por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) Brooks e Corey (1964). Pelo modelo proposto por Gitirana Jr. E Fredlund (2004) Brooks e Corey (1964) que identificam no ponto de inflexão da curva, o valor de entrada de ar correspondentes na CCSA unimodal (CE-I e CE-III). E, para as curvas bimodais, caso do campo experimental II, esse modelo também identifica, na inflexão da curva, o valor saturação residual do primeiro ramo da CCSA do solo.

O método utilizado foi o das previsões a partir do modelo de previsão de Brooks e Corey (1964) e Mualem (1976); Brooks e Corey (1964) e Burdine (1953); Van Genuchten (1980) e Burdine (1953) e; Gitirana Jr. E Fredlund (2004) e Brooks e Corey (1964), apresentados em detalhes no Capítulo 3

Para o CE-I, de acordo com a proposta de Gitirana Jr. E Fredlund (2004)- Brooks e Corey (1964) aplicada às curvas unimodais é possível identificar o ponto correspondente ao ponto do valor de entrada de ar ($\psi_b=2,33$) da CCSA do solo, apresentada na Figura 5.22 e na Tabela 5.8, esse valor corresponde às coordenadas $\theta=0,507$ e $k_{sat}=1,82 \times 10^{-6}$ m/s da curva de previsão da permeabilidade *versus* conteúdo volumétrico de água como mostra a Figura 5.31. Para valores menores de permeabilidade a curva prevista por esse modelo inicialmente coincide com os modelos Van Genuchten-Mualem, Van Genuchten-Burdine e registra maiores valores de conteúdo de água. Para permeabilidades maiores obtêm valores de permeabilidade maiores do que os outros dois modelos (Brooks e Corey-Mualem, Brooks e Corey-Burdine) além de determinar o ponto de entrada de ar.

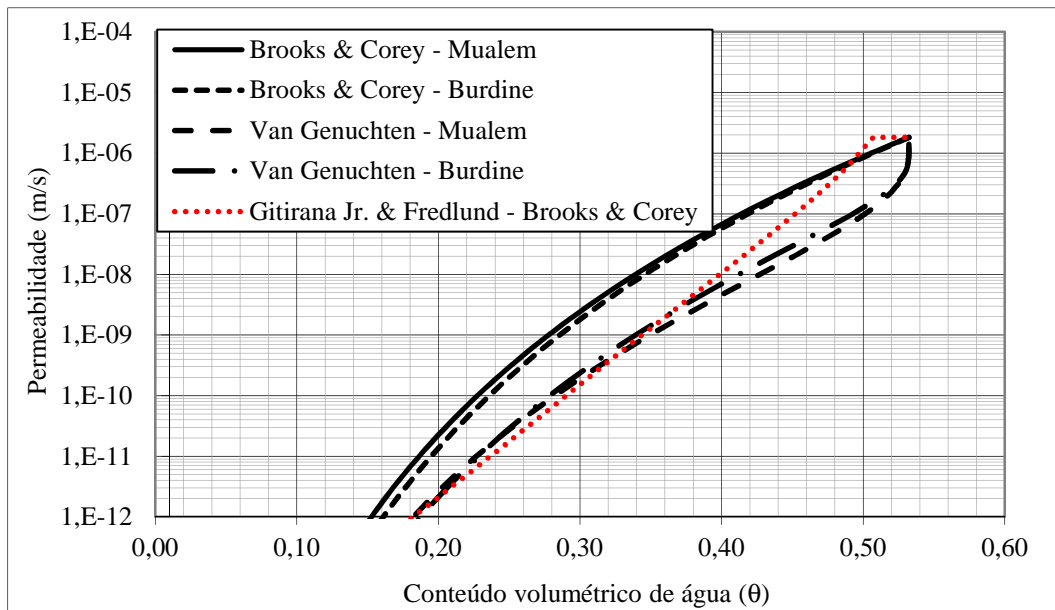


Figura 5.31- Permeabilidade do solo *versus* conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-I.

No CE-II a proposta de previsão da curva de permeabilidade *versus* conteúdo volumétrico de água de Gitirana Jr. E Fredlund (2004) Brooks e Corey (1964), apresenta no ponto de inflexão da curva (coordenadas $\theta=0,228$ e $k=3,76 \times 10^{-8}$). Na Figura 5.29 esse ponto corresponde à CCSA da Figura 5.24 e Tabela 5.9, o ponto de $\psi_{res1}=10$ kPa e $\theta=0,228$, essas coordenadas, por sua vez, correspondem ao ponto de saturação residual do primeiro ramo da forma bimodal da CCSA. Para as curvas bimodais essa proposta é a única capaz de identificar as particularidades das curvas bimodais.

Para o CE-III, a exemplo do que ocorre com o solo do CE-I que apresenta curva unimodal e pela proposta de previsão da função de permeabilidade em relação ao conteúdo volumétrico de água de Gitirana Jr. E Fredlund (2004)-Brooks e Corey (1964) é possível identificar o ponto correspondente ao ponto do valor de entrada de ar ($\psi_b=2,33$) na CCSA do solo apresentada na Figura 5.26 e Tabela 5.10, esse valor corresponde às coordenadas $\theta=0,415$ e $k_{sat}=4,98E^{-6}$ m/s da Figura 5.30.

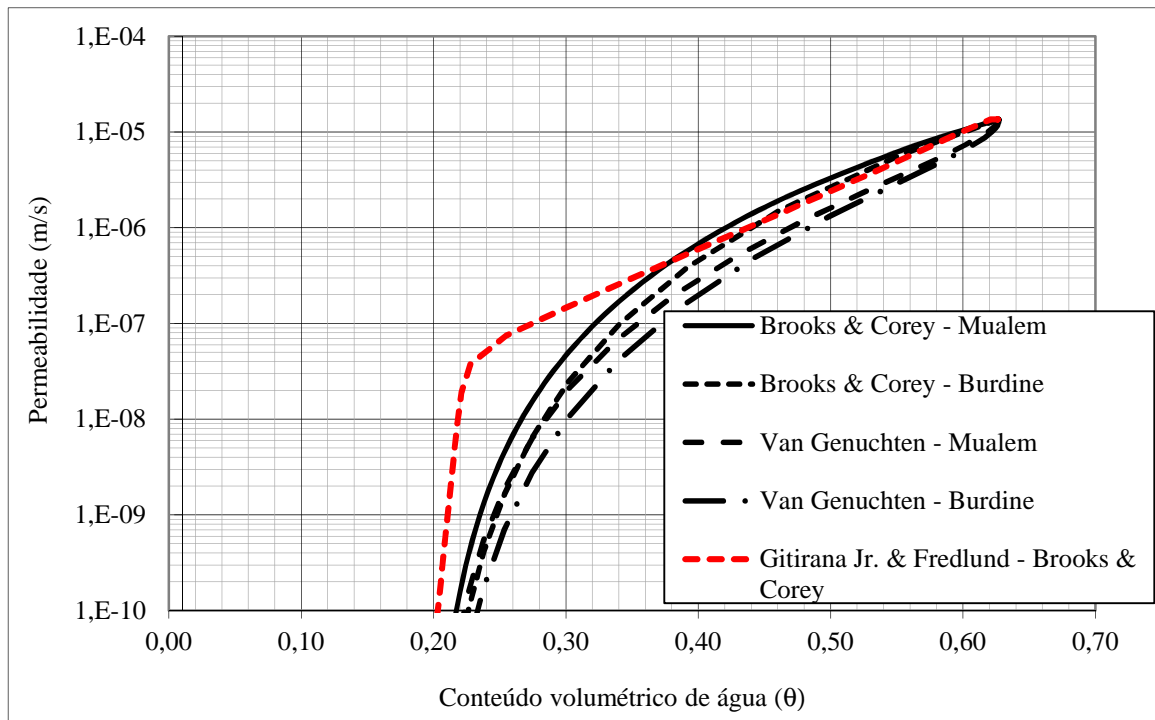


Figura 5.32 - Permeabilidade do solo *versus* conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-II

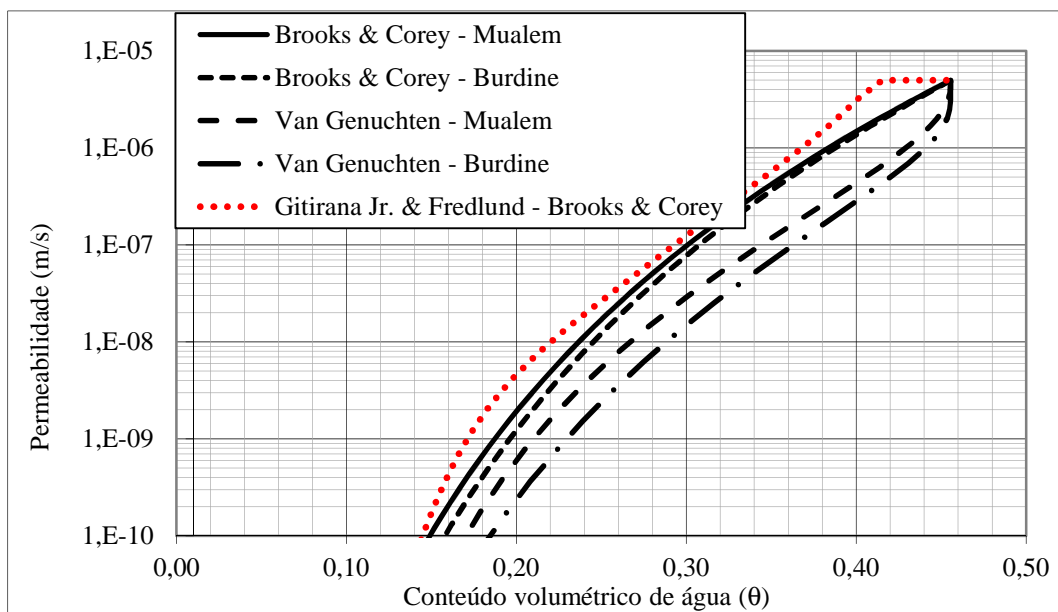


Figura 5.33 - Permeabilidade do solo *versus* conteúdo volumétrico de água obtida pelos dados do CE-III

As previsões das curvas conteúdo volumétrico de água *versus* permeabilidade, feitas pela proposta de Gitirana Jr. E Fredlund (2004) - Brooks e Corey (1964) mostram coerência com os três solos:

- a) CE-I é composto por solo com maior quantidade de finos e é pouco estruturado o que facilita maior retenção de volume de água;
- b) solo do CE-II, por ser um solo bem estruturado, tem boa capacidade de perda em volume de água pela macroporosidade e em seguida registra um pequeno conteúdo de água com perda mais lenta e observa-se ainda que os outros métodos superestimam o conteúdo volumétrico de água no solo, principalmente nos solos com CCSA bimodal como no CE-II;
- c) para o CE-III que apresenta solo com menor capacidade de reter água no perfil fica bem representado pelo método.

5.4.4.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS HIDROMECÂNICOS DOS TRÊS CAMPOS EXPERIMENTAIS

A seguir serão apresentados simultaneamente os resultados hidromecânicos dos três campos experimentais dos solos característicos estudados: granulito, micaxisto intemperizado e micaxisto residual jovem. Na Tabela 5.11 estão os valores numéricos dos parâmetros dos três campos.

Tabela 5.11 – Dados das curvas características dos três campos experimentais.

Parâmetros	(CE-I)	(CE-II)	(CE-III)
e	0,347	0,386	0,313
n	0,532	0,627	0,456
ψ_b (kPa)	2,33	-	32,075
ψ_{b1} (kPa)	-	2,00	-
ψ_{res1} (kPa)	7168,6	10,0	317,6
S_{res1} (%)	8,3	35,5	34,0
λ_d	0,428	0,923	0,189
$\lambda_{res.}$	0,039	0,040	0,097
ψ_{b2} (kPa)	-	6045,2	-
S_b (%)	-	24,3	-
ψ_{res2} (kPa)	-	20848,2	-
S_{res2} (%)	-	1,2	-
a	0,050	0,023	0,1000
θ_{sat} (%)	0,539	0,627	0,456
Ksat(m/s)	$1,56 \times 10^{-7}$	$1,36 \times 10^{-5}$	$1,82 \times 10^{-6}$

Fazendo uma apresentação simultânea das três CCSAs dos campos experimentais, como mostra a Figura 5.34 podendo concluir que o solo do CE-II apresenta o maior conteúdo volumétrico

de água (0,627) seguido pelo CE-I (0,539) e o que apresenta menor conteúdo volumétrico de água é o perfil CE-III (0,456), concordando com as conclusões anteriores.

Em relação ao valor de entrada de ar o CE-III apresenta o maior valor, 32,07 kPa, e os demais possuem valores equivalentes, 2,33 kPa e 2,0 kPa, CE-I e CE-II, respectivamente.

Quanto à drenagem, o CE-II apresenta maior capacidade de drenagem no trecho de macroporosidade, característica da agregação de partículas presentes nesse solo. Inicialmente o perfil do CE-III, por suas características, apresenta o maior valor de entrada de ar, mas a partir de $\theta_{\text{sat}} = 0,456$ apresenta uma alternância nos níveis de sucção entre os campos CE-III e CE-I, até que o CE-I apresente uma saturação residual de 8,3% contra 34,0% no CE-III, ou sucção residual de 7168,6 kPa e 317,6 kPa, respectivamente. O CE-II apresenta sucção residual, na drenagem da microporosidade, de 20848,2 kPa.

Desta análise conclui-se que o perfil do CE-I é o perfil com maior capacidade de retenção de água na maioria do trecho de drenagem da CCSA.

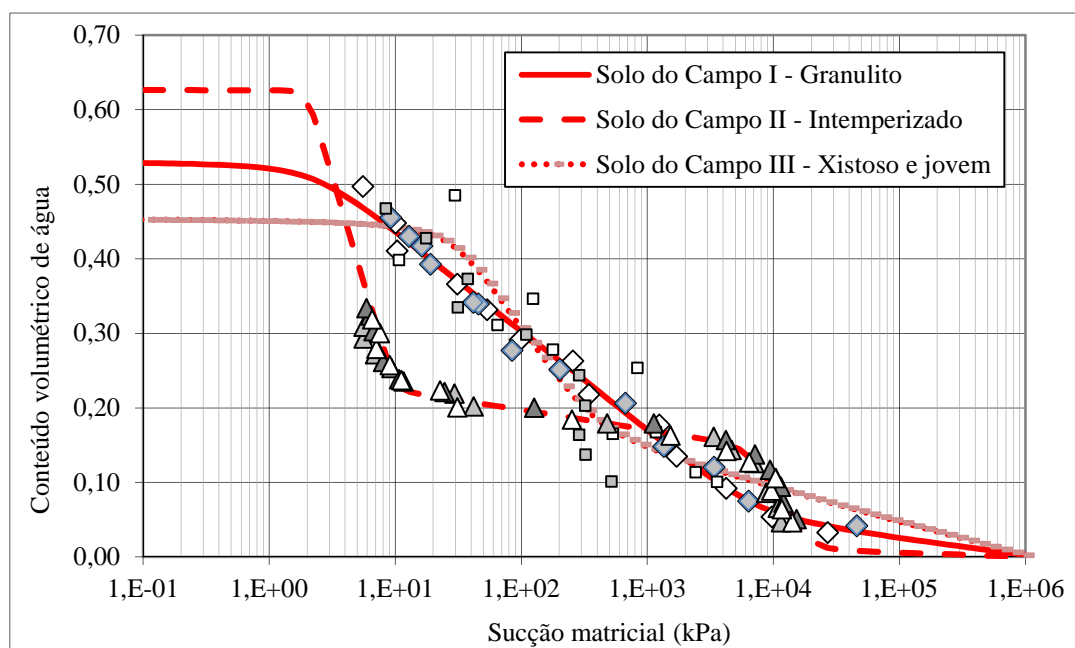


Figura 5.34 – Representação simultânea das curvas características *versus* conteúdo volumétrico de água *versus* sucção matricial dos três campos experimentais (CE- I, CE-II e CE-III).

Ao analisar em conjunto a sucção matricial *versus* a função de permeabilidade dos três solos estudados, como mostra a Figura 5.35, verifica-se que o perfil do CE-III tem o maior valor de

entrada de ar. No entanto, vencida essa barreira, o fluxo de água flui continuamente. O perfil do CE-II, que possui praticamente o mesmo valor de entrada de ar do CE-I, inicialmente possui uma maior percolação relativo à percolação no trecho da macroporosidade. Em seguida o CE-II perde essa capacidade para o CE-I quando a drenagem ocorre na microporosidade desse.

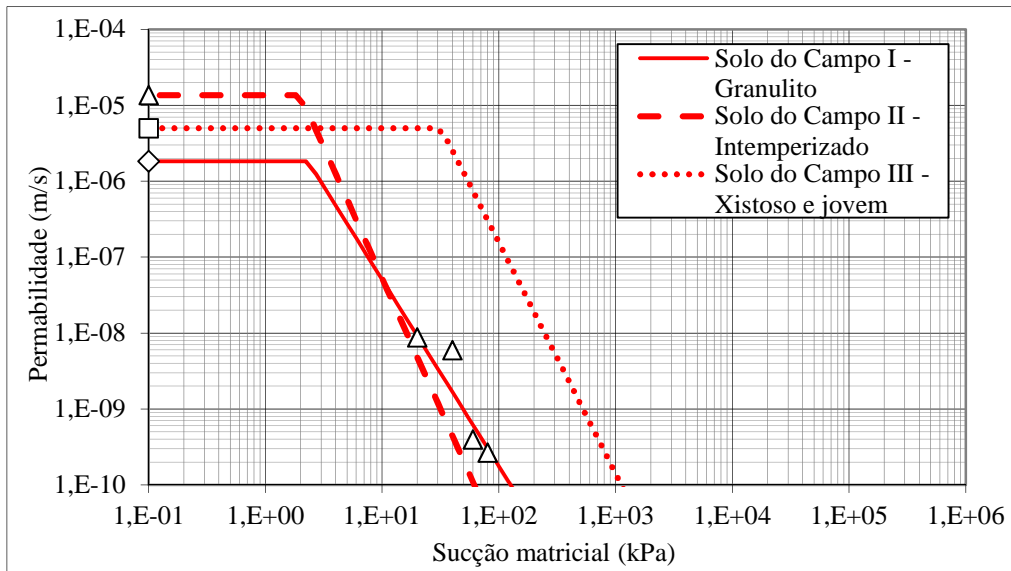


Figura 5.35– Representação simultânea da permeabilidade em função da sucção matricial dos três campos experimentais I, II e III.

Finalmente, ao analisar a Figura 5.36, é possível observar que o CE-III mostra a menor capacidade de reter água e apresenta o perfil mais ressecado. O perfil do CE-II perde água rapidamente até o ponto do valor de entrada de ar da macroporosidade e em seguida, passa a reter água ao nível da microporosidade. O perfil do CE-I possui a maior capacidade de reter água e menor capacidade de percolação.

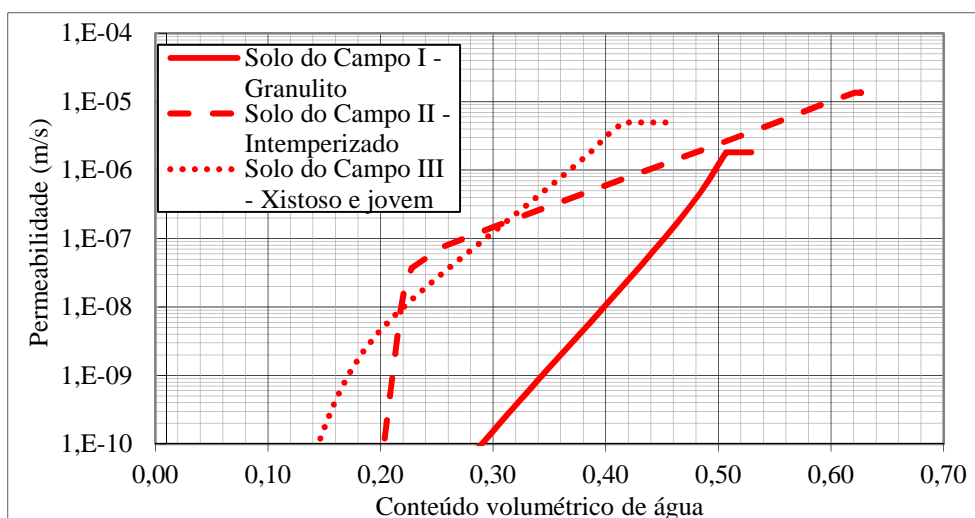


Figura 5.36 – Representação simultânea da permeabilidade *versus* conteúdo volumétrico de água para os três campos experimentais I, II e III.

5.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO EM CAMPO

Nos CE-I, CE-II e CE-III os testes de infiltração foram realizados em um ciclo completo das estações seca e chuvosa e de variação do lençol freático durante um ano.

Nos CE-I, CE-II e CE-III, os resultados de infiltração do perfil realizados pelos testes nos poços piloto (pequeno diâmetro) e grande diâmetro (escala real) ensaiados sob dois enchimentos denominados de pré-inundação e enchimento para o teste no mesmo dia ou no dia seguinte à pré-inundação. Nas figuras a seguir, é possível avaliar a variação da infiltração para qualquer profundidade do perfil sob as condições de ensaio. Pode-se também verificar que taxa de infiltração é bastante alta inicialmente, considerando o ressecamento da superfície do solo além da máxima carga hidráulica. Além disso, à medida que o processo evolui, a taxa de infiltração diminui continuamente com a profundidade devido à redução da carga hidráulica imposta ao poço.

Os resultados do CE-I são apresentados na Figura 5.37 para o poço piloto e na Figura 5.38 para o poço de grande diâmetro. Comparando os dois resultados, verifica-se que, enquanto o poço piloto apresenta uma infiltração que decresce continuamente com a profundidade e é bastante sensível ao ressecamento superficial do solo, o poço de grande diâmetro inicialmente apresenta infiltração mais rápida, mas o processo tende a ser estabilizar depois de aproximadamente 30cm de rebaixamento, com tendência a uma taxa de infiltração constante ao longo da profundidade.

As taxas de infiltração média para os poços piloto e poço de grande diâmetro são de $2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ e $4,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$, respectivamente. A relação entre o poço piloto e de grande diâmetro para esse campo é de 62,5 vezes e a infiltração do poço piloto é fortemente favorecida pela infiltração horizontal, curva de infiltração bem inclinada. Esse comportamento foi observado em todos os perfis de solos finos não concrecionados, sem a formação da macroporosidade. O perfil desse campo é formado, na sua maioria, por granulometria com predominância de finos, e a presença dos argilominerais caulinita evidencia o intemperismo do solo, embora não haja formação de agregações que dão origem à macroporosidade do solo. A presença da plintita mostra que o solo ainda continua em processo de intemperismo.

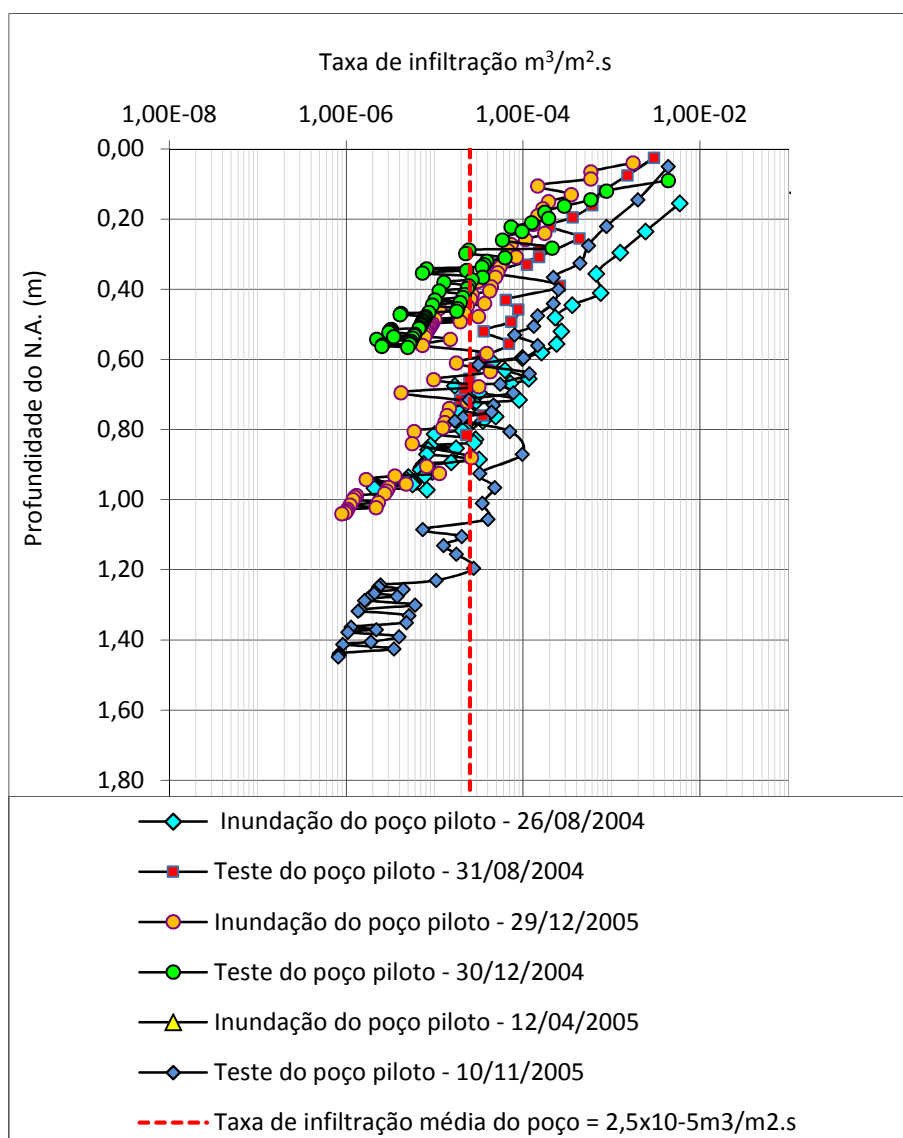


Figura 5.37– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços piloto, CE-I.

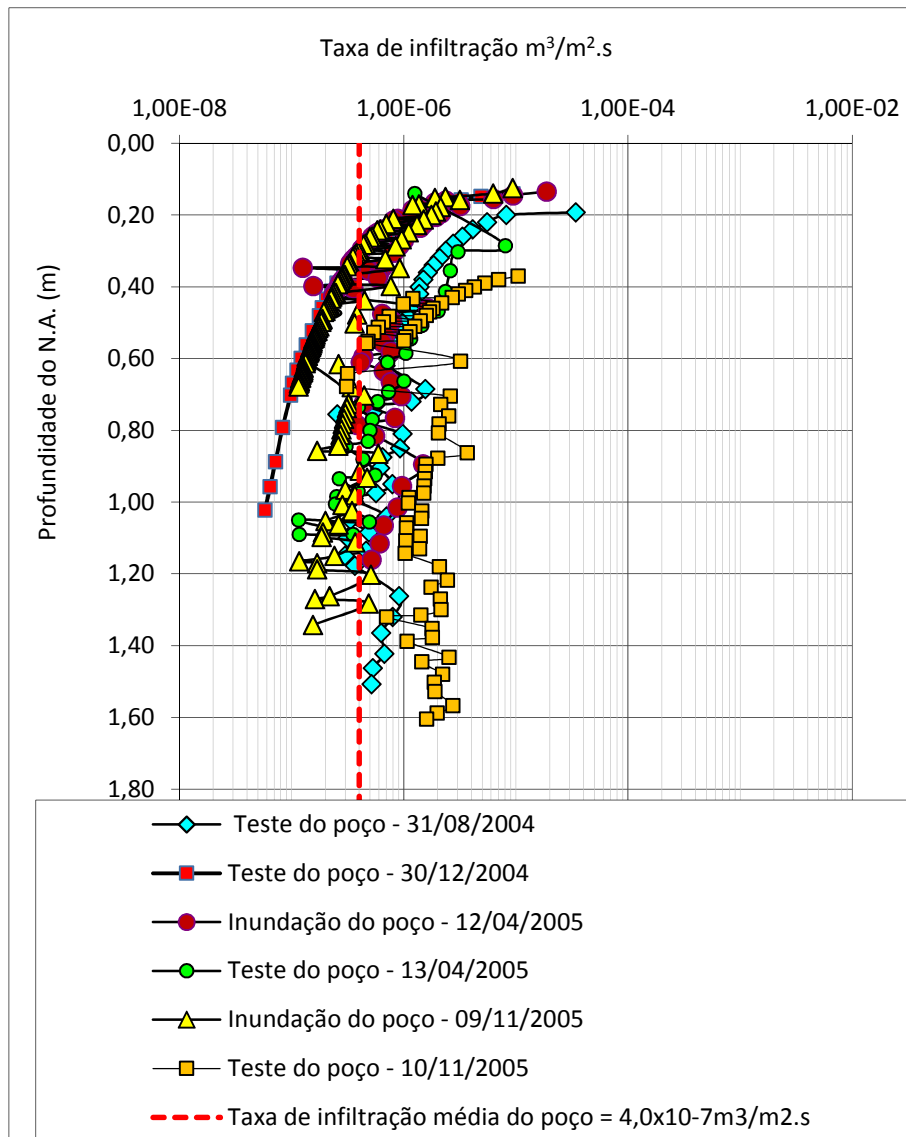


Figura 5.38– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços de grande diâmetro, CE-I.

Para o CE-II, os testes em poços piloto e de grande diâmetro mostraram que o comportamento da infiltração e os resultados dos dois poços se assemelham bastante. A Figura 5.39 mostra o resultado do teste de infiltração no poço piloto. Ao contrário dos perfis de solo que não são concrecionados, o poço piloto no CE-II apresenta comportamento de infiltração muito parecido com a infiltração do poço de grande diâmetro.

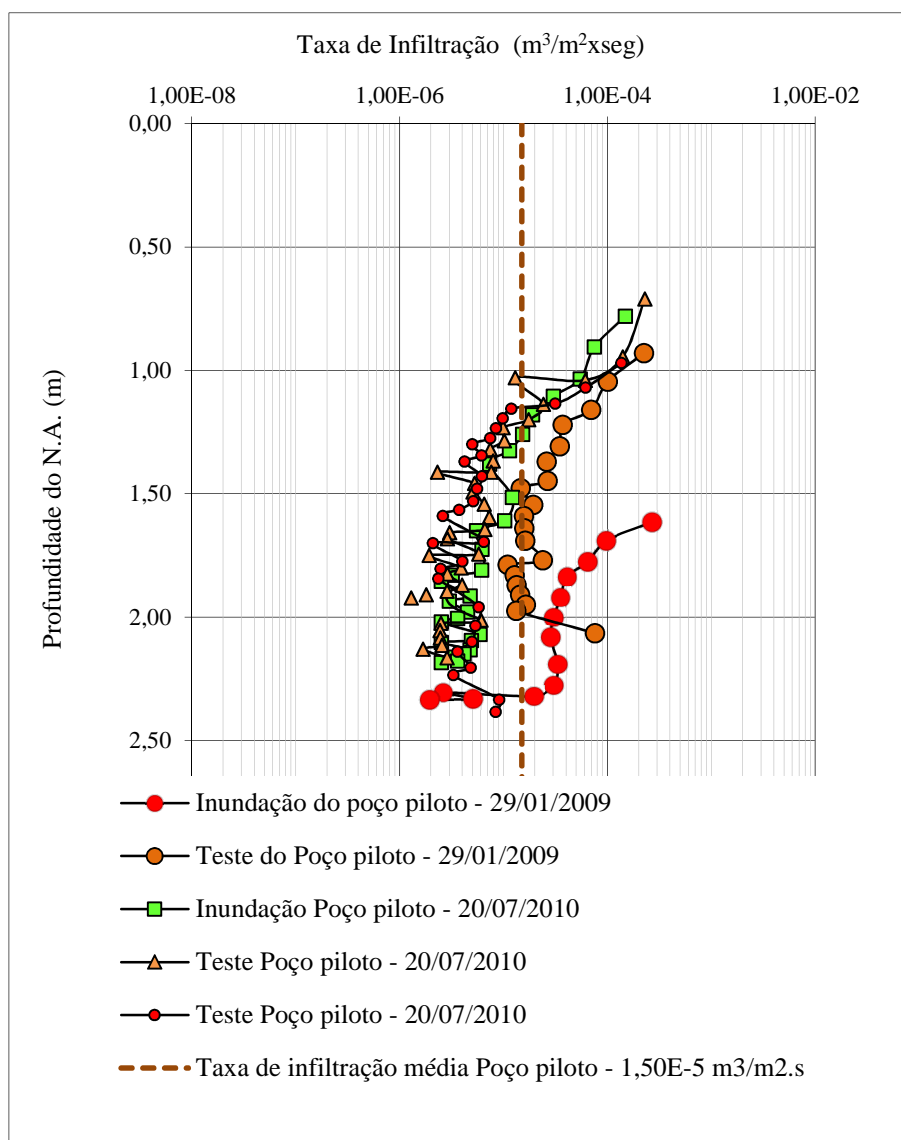


Figura 5.39 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para os poços piloto, CE-II.

A Figura 5.40 apresenta os resultados dos testes no poço de grande diâmetro. As taxas de infiltração média para o poço piloto foi de $1,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ e para o poço de grande diâmetro de $1,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$. De acordo com os testes realizados para os solos com as características do CE-II, o resultado dos testes em poço piloto se aproxima bastante do poço de grande diâmetro, onde o poço piloto é 1,5 vezes mais eficiente do que o poço de grande diâmetro. Nesse campo experimental, a infiltração se beneficiou do intemperismo do solo com formação de macroporosidade. Nesse perfil o solo é bastante intemperizado como mostram os resultados da granulometria com defloculante, e a presença da macroporosidade foi verificada pela curva característica bimodal apresentada anteriormente.

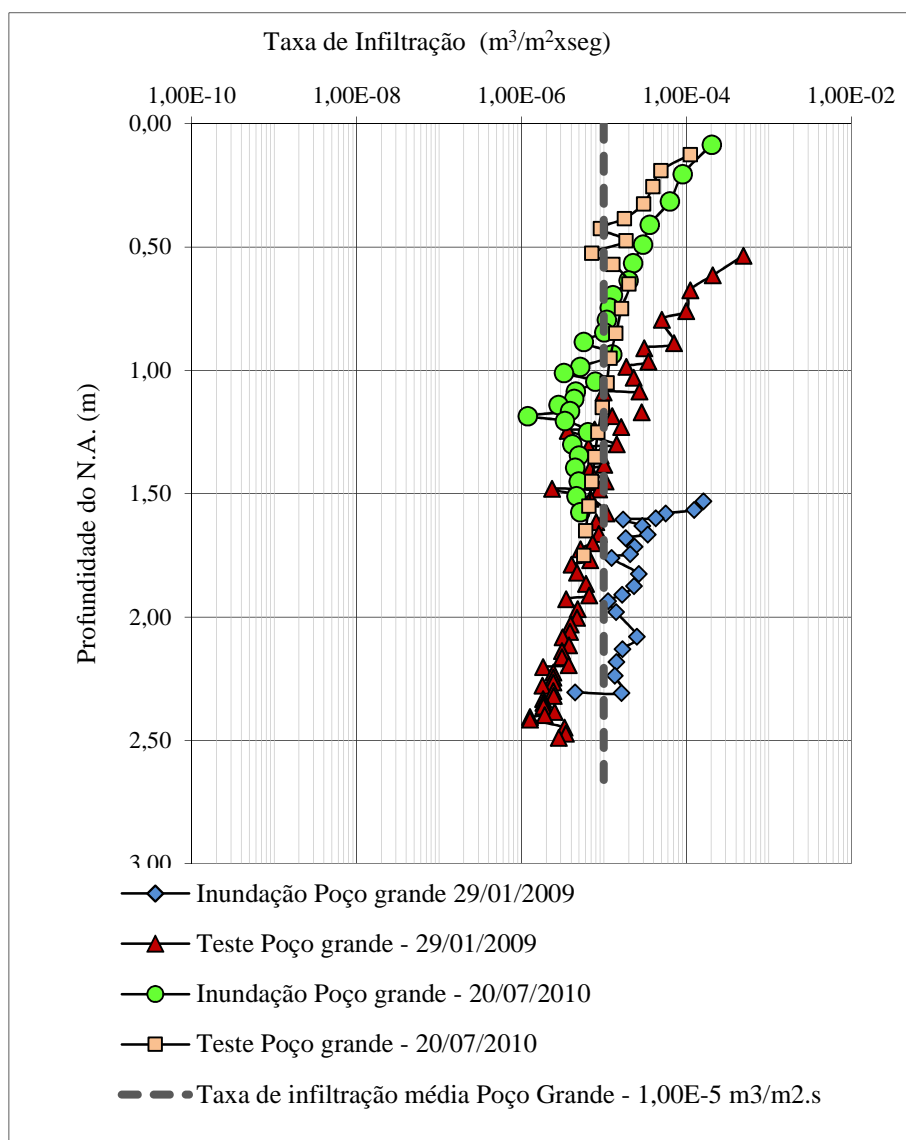


Figura 5.40– Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço de grande diâmetro, CE-II.

No CE-III, o perfil do solo residual jovem apresentou características bem mais complexa do que os outros dois campos. Nesse perfil foi encontrada uma porcentagem razoável de rochas friáveis com característica da rocha mãe (micaxisto). O perfil apresenta ainda xistosidade a 50° com a horizontal, e ao mesmo tempo pode apresentar pequenas aglomerações de solo em processo de intemperismo avançado, dispostos lado a lado. Os resultados dos ensaios de infiltração são apresentados na Figura 5.41 para o poço piloto e na Figura 5.42 para o poço de grande diâmetro. Nesse campo a infiltração no poço de diâmetros maiores ocorre em gradientes diferentes nas paredes opostas do poço devido a xistosidade. Numa direção, a infiltração enfrenta ortogonalmente a xistosidade, e na outra direção tende a seguir a direção dela. As taxas

de infiltração média dos poços é de $9 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ para o poço piloto e de $9 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ para o poço de grande diâmetro, mantendo uma relação de 10 entre a infiltração do poço piloto com o poço de grande diâmetro.

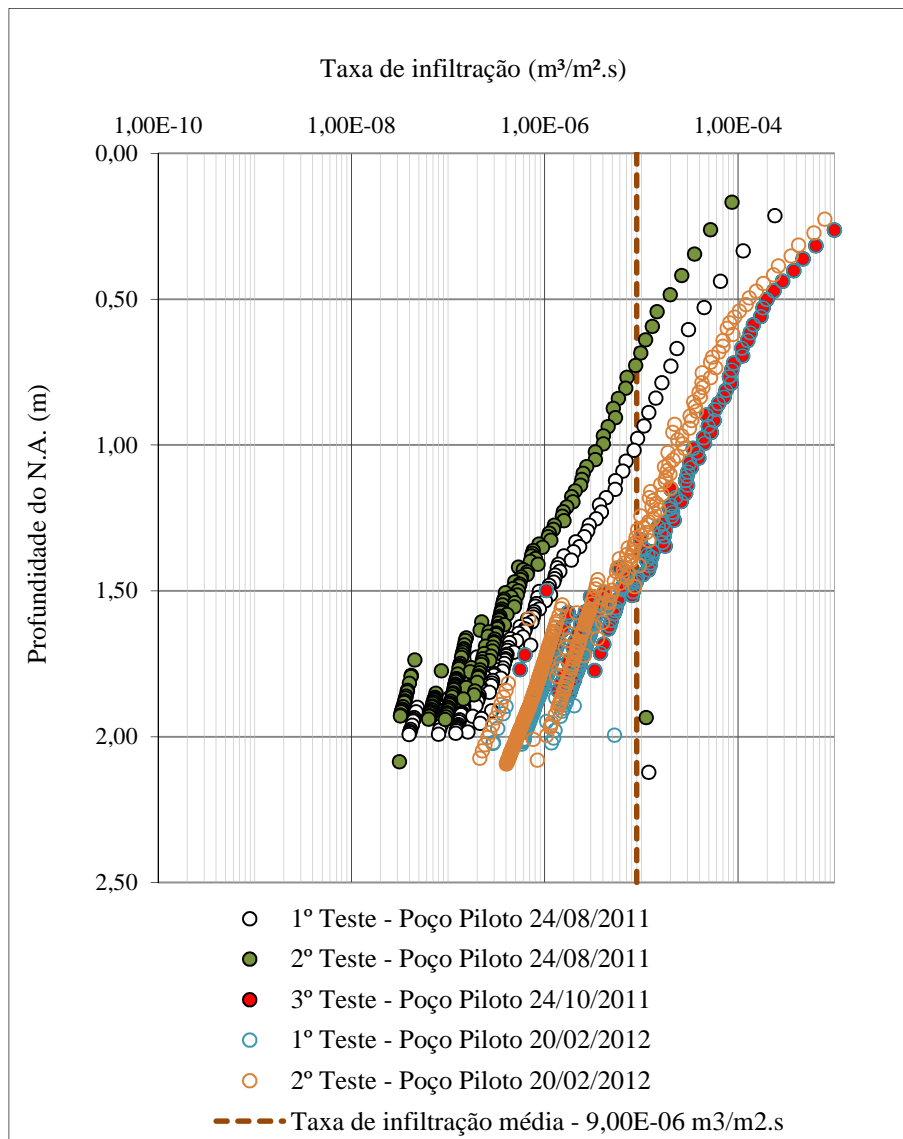


Figura 5.41 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço piloto, CE-II.

Para comparar o desempenho da infiltração do poço de grande diâmetro, quando testado sob carga variável e carga constante, foi montado um esquema com um reservatório de 55.000 litros para a realização desse ensaio. O poço de grande diâmetro foi abastecido sob carga constante por 12 horas obtendo um resultado para taxa de infiltração média de $7,5 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$, e na sequência, o poço foi submetido ao teste sob carga variável. De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.42, a infiltração no poço não apresentou diferença relevante quando

testado no primeiro enchimento sob carga constante. O perfil de infiltração calculado após o ensaio sob carga constante foi compatível com os resultados dos ensaios sob carga variável, como mostra a Figura 5.42.

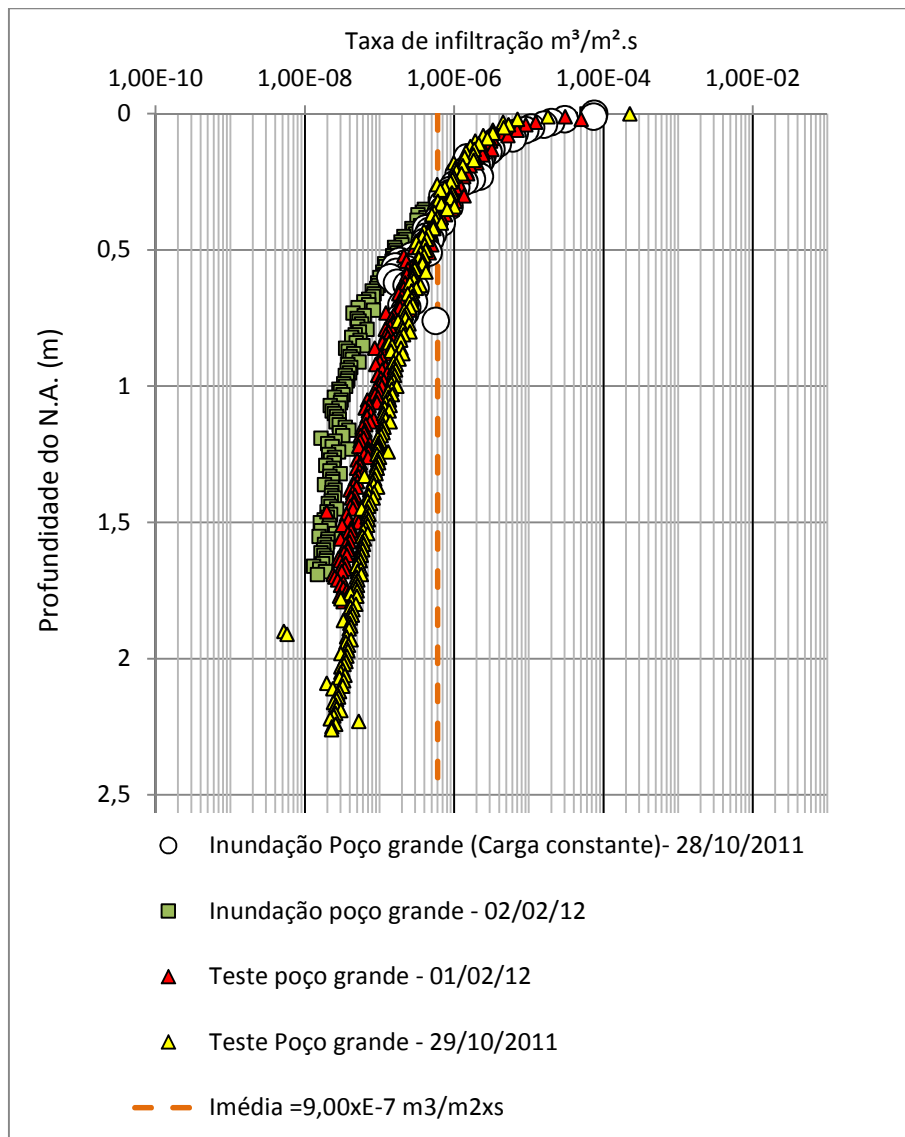


Figura 5.42 - Testes de infiltração sob inundação e no dia seguinte para o poço de grande diâmetro, CE-III.

Em todos os casos, os poços pilotos foram mais eficientes do que os poços de grande diâmetro, respeitando a relação entre o volume a infiltrar e a área disponível para a infiltração. A relação entre os dois poços mostra que pode existir grande diferença entre eles quando testados em determinados perfis de solos. No caso dos solos intemperizados com formação de macroporosidade (solos concrecionados), essa relação foi cada vez menor como ocorreu no CE-II, e pode ser cada vez maior para os solos mais finos como no caso do CE-I, que mesmo sendo

intemperizado, não há formação da macroporosidade. Na Tabela 5.12 são apresentados os valores médios das taxas de infiltração dos poços de grande diâmetro e do poço piloto em relação a cada campo pesquisado. As taxas de infiltração média pelo Método de Bettis (1996) foram compatíveis com todos os caso.

De acordo com essa relação pode-se concluir que, dependendo do perfil do solo, o teste de poço piloto pode não permitir correlacionar com segurança a capacidade de infiltração de um poço grande testando apenas do poço piloto, e nesse caso o teste de infiltração no poço em escala real é o mais recomendado.

Tabela 5.12 – Relação entre o poço de grande diâmetro e o poço piloto

Campo	Poço	Taxa de infiltração média	Relação entre o poço piloto (PP) e o poço grande (PG)
CE -I	Poço grande diâmetro (PG)	$4,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	PP/PG = 62,5
	Poço piloto (PP)	$2,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	
CE-II	Poço grande diâmetro (PG)	$1,0 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	PP/PG = 1,5
	Poço piloto (PP)	$1,5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	
CE-III	Poço grande diâmetro (PG)	$9,0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	PP/PG = 10
	Poço piloto (PP)	$9,0 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{s}$	

Quanto ao sistema de monitoramento dos poços, é importante observar que o uso do sensor proporciona a medição do rebaixamento desde à superfície do poço, um processo que geralmente ocorre muito rápido. Ao contrário, o uso da trena não permite a realização dessa medida. Além de permitir medir a infiltração do poço durante o enchimento

Outra variação que deve ser considerada, é o efeito escala entre os poços de pequeno diâmetro (exemplo do poço piloto) e poços com diâmetros maiores. Nesse estudo o poço piloto foi proposto para ser testado em campo com a finalidade de obter parâmetros de projeto. Nesse caso, além de considerar as características do solo, deve ser considerado o efeito escala, pois à medida que o diâmetro aumenta o volume a infiltrar aumenta. A Figura 5.43 mostra essa relação onde pode ser observado, por exemplo, dois diâmetros diferentes como 0,20 m e 2,0 m. Enquanto o primeiro tem uma relação de aproximadamente 20 litros para infiltrar por metro quadrado, o segundo poço tem 170 litros para infiltrar por metro quadrado, ou seja 8,5 vezes maior. Também pode-se observar que ao reduzir ainda mais o diâmetro, essa relação ao poço piloto pode ser cada vez menor e o teste pode não representar a infiltrabilidade do solo para o fim desejado. A Tabela 5.13 mostra essas comparações.

Tabela 5.13 – Relação entre vários diâmetros de poços de mesma profundidade com o poço piloto (0,20 m).

Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Relação Volume/área (l/m ²)	Relação Poço/poço piloto
0,05	2,5	4,98	0,3
0,10	2,5	9,90	0,5
0,20	2,5	19,61	1,0
0,40	2,5	38,46	2,0
0,60	2,5	56,60	2,9
0,80	2,5	74,07	3,8
1,00	2,5	90,91	4,6
1,20	2,5	107,14	5,5
1,40	2,5	122,81	6,3
1,60	2,5	137,93	7,0
1,80	2,5	152,54	7,8
2,00	2,5	166,67	8,5

Essa relação mostra que ao mesmo tempo em que, há um aumento na capacidade de reserva do poço com aumento do diâmetro, no entanto, a relação volume do poço pela área disponível para infiltração torna o processo mais lento. Isso se justifica, pois há um decréscimo sucessivo na área disponível para a infiltração à medida que o volume a infiltrar aumenta. Nessa proposta foram considerados apenas a relação volume e área.

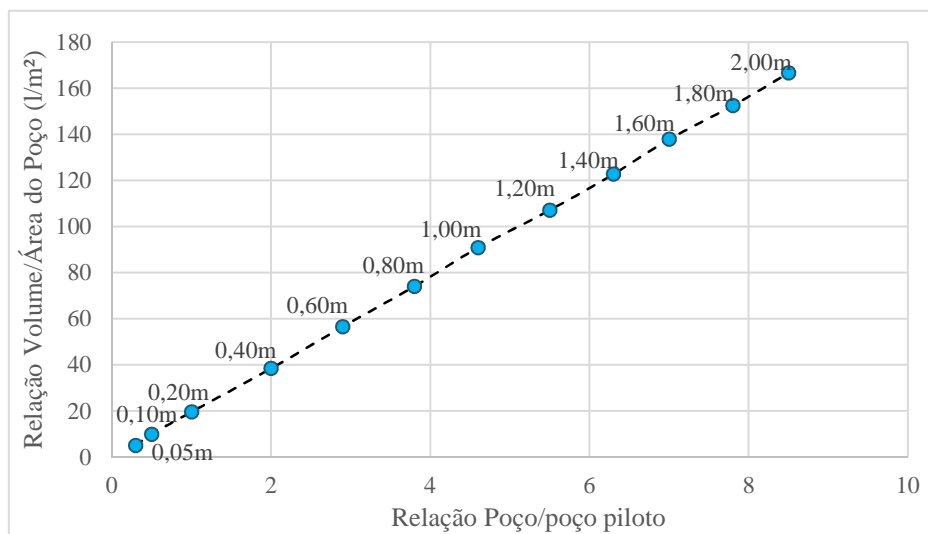


Figura 5.43 – Relação entre o volume e área disponível para infiltrar.

Uma avaliação considerando os efeitos do fluxo de água devido à carga hidráulica e/ou à sucção os efeitos resistentes do fluxo no solo circundante ao poço, mas mantidos, evidentemente, a composição químico-mineralógica, a porosidade e a distribuição de poros do solo, pois a área de percolação se amplia para um mesmo solo. A ampliação da área de percolação em relação à área de infiltração periférica do poço será tanto menor quanto maior for o diâmetro do poço conforme mostra a Figura 5.44, apresentada por Camapum de Carvalho *et al.* (2012). Os autores

concluem que essa análise mostra que ao mesmo tempo em que há um aumento na capacidade de reservação do poço com o aumento do seu diâmetro, a relação volume do poço pela área disponível para infiltração torna a taxa de infiltração menor.

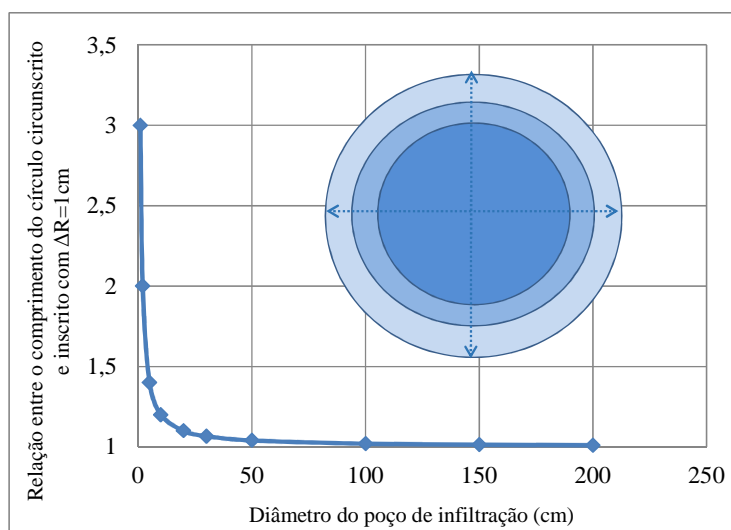


Figura 5.44 - Variação da área lateral de infiltração em função do diâmetro do poço (Camapum de Carvalho *et al.*, 2012).

Os resultados apresentados nessa seção e as simulações realizadas utilizando o FlexPDE (PDE *Solution*, 2012) com variações dos parâmetros do solo e nível d'água do lençol freático, permitiram a reprodução da situação de campo, apresentadas no capítulo 6.

5.5.1 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DO POÇO PARA OS TRÊS CAMPOS PESQUISADOS

Com o objetivo de propor o uso de poços de infiltração para o controle de águas pluviais urbanas, partindo dos dados desse estudo, a seguir será apresentada uma análise da capacidade de infiltração do poço instalado em cada um campos experimentais. Os dados pluviométricos utilizados foram entre 2005 a 2010 da estação meteorológica da Escola de Agronomia da Universidade Federal de Goiás em Goiânia apresentados na Figura 5.45.

A eficiência do poço foi obtida considerando o balanço entre a capacidade de armazenar, infiltrar ou extravasar água em relação a cada evento de chuva para a área adotada e seu índice de impermeabilização. A área considerada nessa simulação foi de um lote padrão médio de 300 m² (12x25m, sendo 12m de frente). Os padrões das frações de lote em Goiânia são

regulamentados no Plano Diretor cidade de Goiânia de acordo com a Lei Municipal nº 171/2007, publicado no D.O.M. em 26/06/2007.

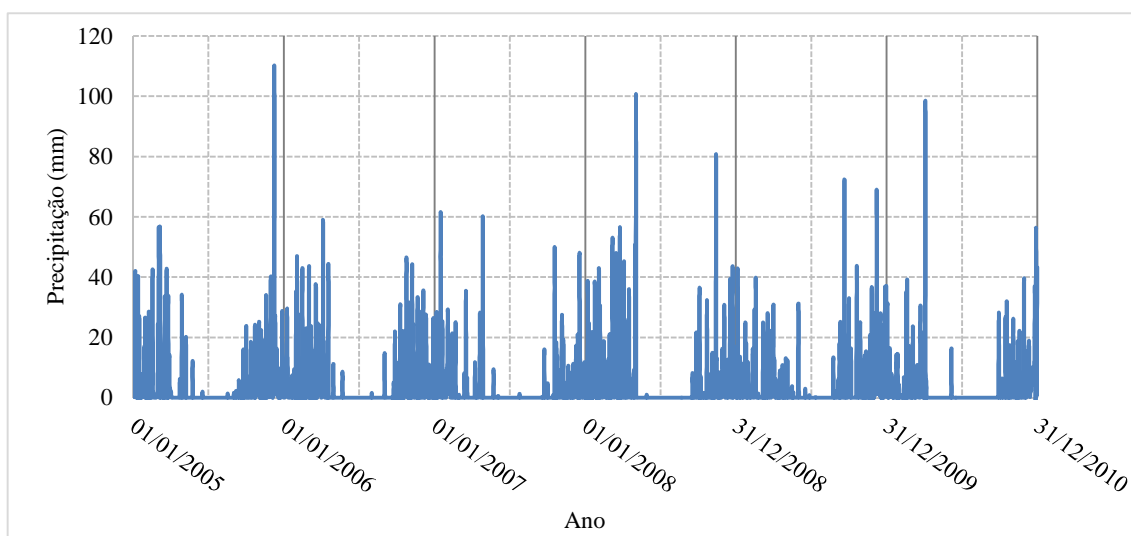


Figura 5.45 – Dados pluviométricos de 2005 a 2010 (Estação Meteorológica da Escola de Agronomia da UFG).

Uma bateria de poços foram analisados, todos com a profundidade de 2,5m e com variações de diâmetro como mostra a Tabela 5.14.

A seguir a Tabela 5.14 apresenta o custo de implantação e custo de manutenção do sistema para várias opções de combinações de poços, com custo de manutenção sugerida a cada 5 anos.

Tabela 5.14 – Custo de implantação e manutenção dos poços.

CUSTO DE IMPLANTAÇÃO E MANUTENÇÃO DO SISTEMA						
Descrição do poço	Custo da escavação (R\$)	Revestimento geotêxtil (R\$)	Tubo de concreto (R\$)	Tampa (un)	Custo de manutenção (R\$)	Total (R\$)
1 x 110	72,83	119,47	360,00	282,76	41,75	876,82
2 x 110	145,67	238,94	720,00	565,52	83,51	1753,64
3 x 110	218,50	358,42	1080,00	848,28	125,26	2630,46
1 x 150	164,25	172,64	600,00	282,76	60,98	1280,63
2 x 150	328,49	345,29	1200,00	565,52	121,97	2561,27
3 x 150	492,74	517,93	1800,00	848,28	182,95	3841,90
1 x 180	236,34	215,93	900,00	282,76	81,75	1716,77
2 x 180	472,68	431,85	1800,00	565,52	163,50	3433,55
3 x 180	709,01	647,78	2700,00	848,28	245,25	5150,32
1 x 200	291,71	246,40	1100,00	282,76	96,04	2016,91
2 x 200	583,41	492,80	2200,00	565,52	192,09	4033,82
3 x 200	875,12	739,20	3300,00	848,28	288,13	6050,73

Dentre as diversas opções foram escolhidos poços de 110 cm de diâmetro para os campos experimentais I, II e III.

Para essa simulação foi criada uma planilha eletrônica que permite a entrada dos dados para a solução do problema como: porcentagem de ocupação ou impermeabilização do lote (valor adotado de 50%), a taxa de infiltração de cada campo experimental, dados da geometria do poço e dados de precipitação no período considerado. Para a análise dos resultados foi escolhido o ano de 2005 analisando o balanço entre o volume de chuva, a capacidade de infiltração do poço, o volume reservado e o volume extravasado para a rede pública de águas pluviais nos três campos experimentais. A planilha ainda permite diferentes combinações de diâmetros dos poços.

Em cada campo experimental foram realizadas duas análises: a primeira para um período de 24 horas, considerando que todo o volume de chuva do dia foi contabilizado no final desse dia e a segunda análise foi considerando apenas as 12 primeiras horas e nesse caso capacidade de infiltração do poço foi reduzida a 50%.

Analisando o poço para o CEI, como mostra a Figura 5.47, no período de 24 horas ocorreram 14 dias de extravasão com maior frequência para dias com evento de grandes chuvas, outras extravasões ocorreram em dias seguidos com chuva.

Para o balanço de 12 horas mostrado na Figura 5.47, também ocorreram 14 dias de extravasamento do poço nos eventos de chuva ocorridos nas primeiras 12 horas do dia. Nesse caso, a capacidade de infiltração do poço foi reduzida em 50%, o volume extravasado apresentou um aumento médio de extravasão variando de 2 a 4% para mais em relação à análise de 24 horas. Para os dois casos considerados o extravasamento ocorreu mais por eventos de grandes chuvas em dias isolados do que por dias consecutivos de chuvas, no caso de dias contínuos de chuva foram registrados dois momentos distintos com dois dias consecutivos de chuva. Como a capacidade de infiltração desse solo foi menor do que nos demais campos verificou-se a maior utilização de reserva do poço.

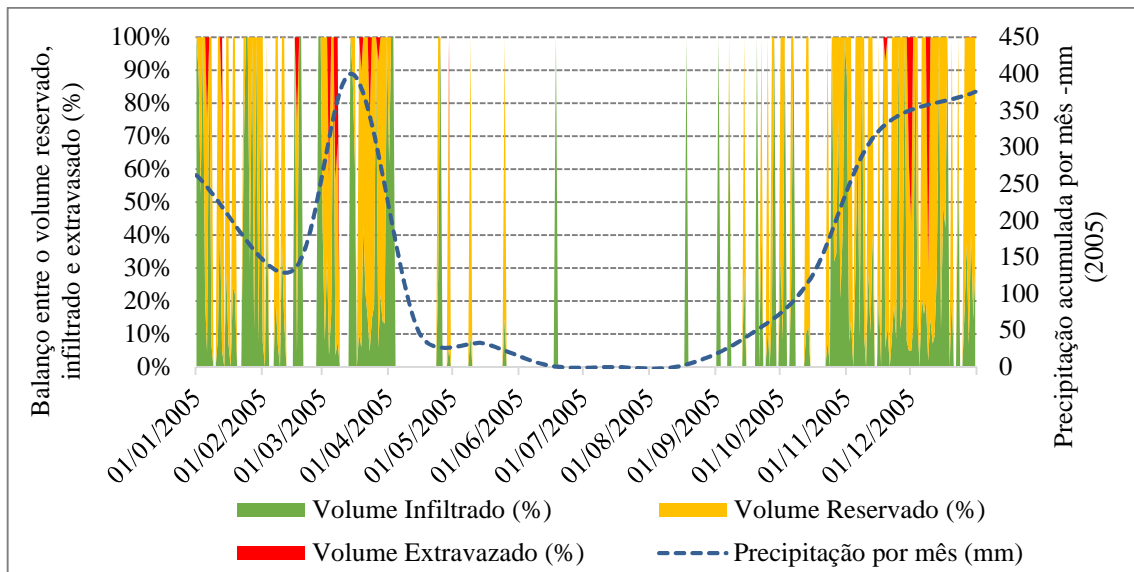


Figura 5.46 – Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 24 horas no poço do CE-I.

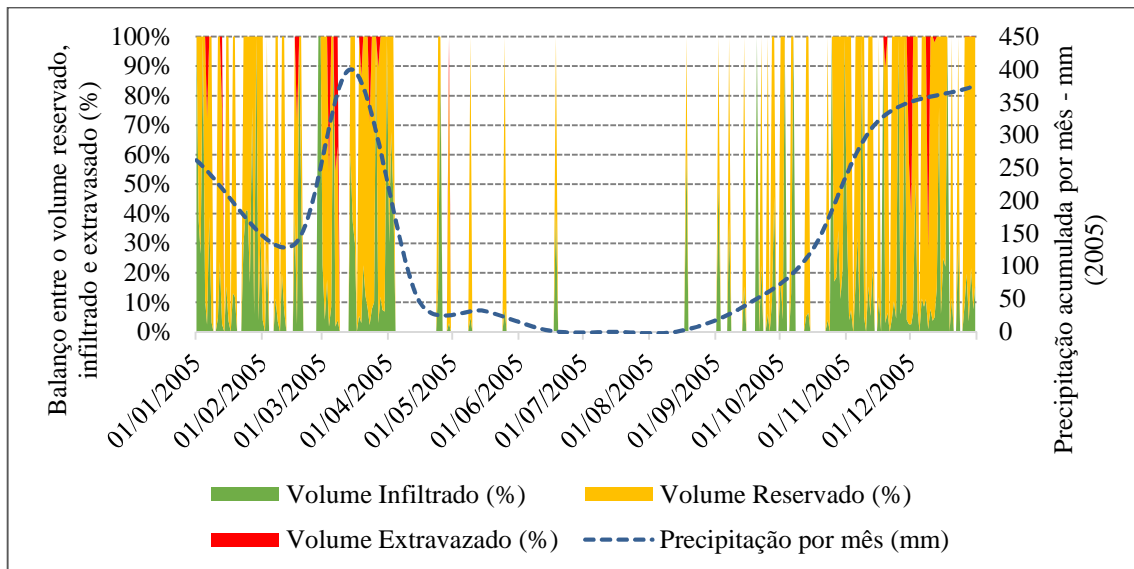


Figura 5.47- Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 12 horas no poço do CE-I.

Para o CE II como mostra a Figura 5.48, o poço com as mesmas dimensões do poço utilizado no CE-I apresentou na análise de 24 horas, apenas um evento de grande chuva com 27% de de extravasão para o volume de chuva ocorrido. No caso de análise de 12 horas, como mostra a Figura 5.49, houve três eventos de extravasão com acréscimo de 3% no volume extravasado em dois casos de dois dias consecutivos e um evento de 50% para o evento de maior chuva do ano. Entre os três campos experimentais, do ponto de vista de eficiência de infiltração do poço, esse foi perfil mais interessante utilizando pouco de sua capacidade de reserva.

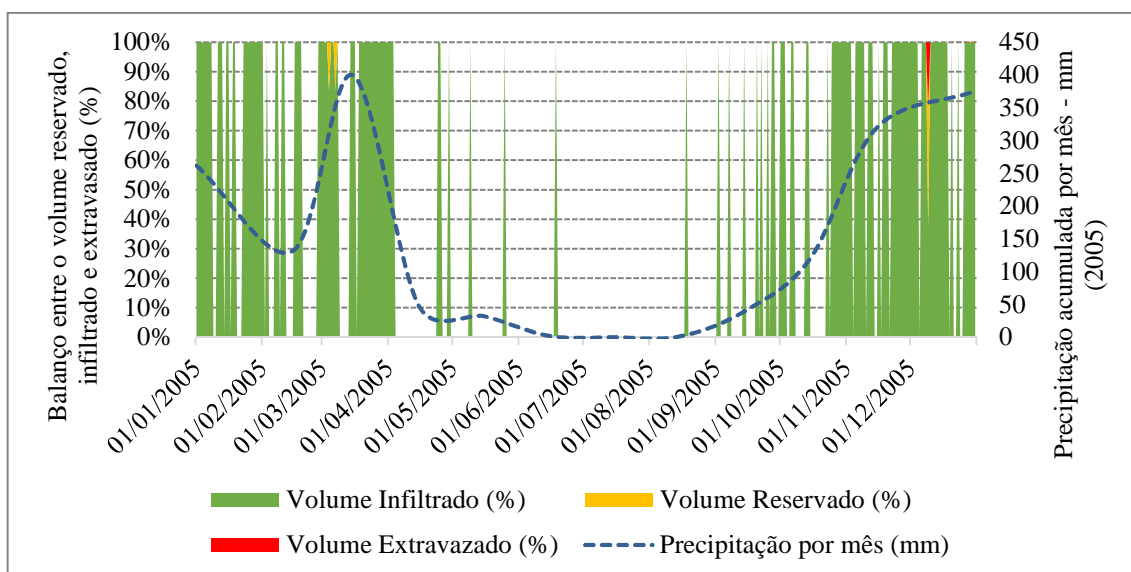


Figura 5.48 - Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 24 horas no poço do CE-I.

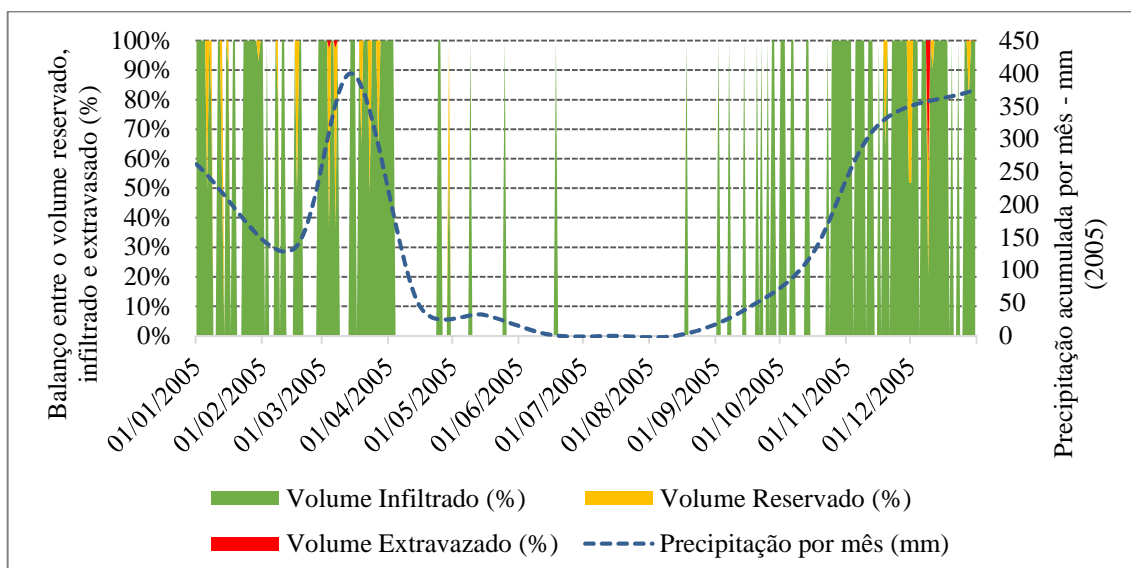


Figura 5.49 - Eficiência do poço (diâmetro 110cm) em relação à porcentagem do volume reservado, infiltrado e volume de extravasão para 12 horas no poço do CE-I

No caso do CE III como mostra a Figura 5.50, o poço com as mesmas dimensões do poço nos campos anteriores apresentou na análise de 24 horas, 11 eventos de chuva com extravasão sendo dois eventos com dois dias consecutivos de chuva e os demais para grandes chuvas. No caso de análise de 12 horas como mostra a Figura 5.51, houve 14 eventos de extravasão, com aumento, em média de 6% em relação ao volume extravasado da análise anterior. Em dois casos a extravasão ocorreu em dois dias consecutivos de chuva e o maior volume de extravasão foi de 73% para o evento de maior chuva do ano. Esse campo experimental utilizou menos sua

capacidade de reserva do que no CE-I visto que sua capacidade de infiltração foi maior do que o primeiro. O CE-III teve eficiência intermediária entre os três campos pesquisados.

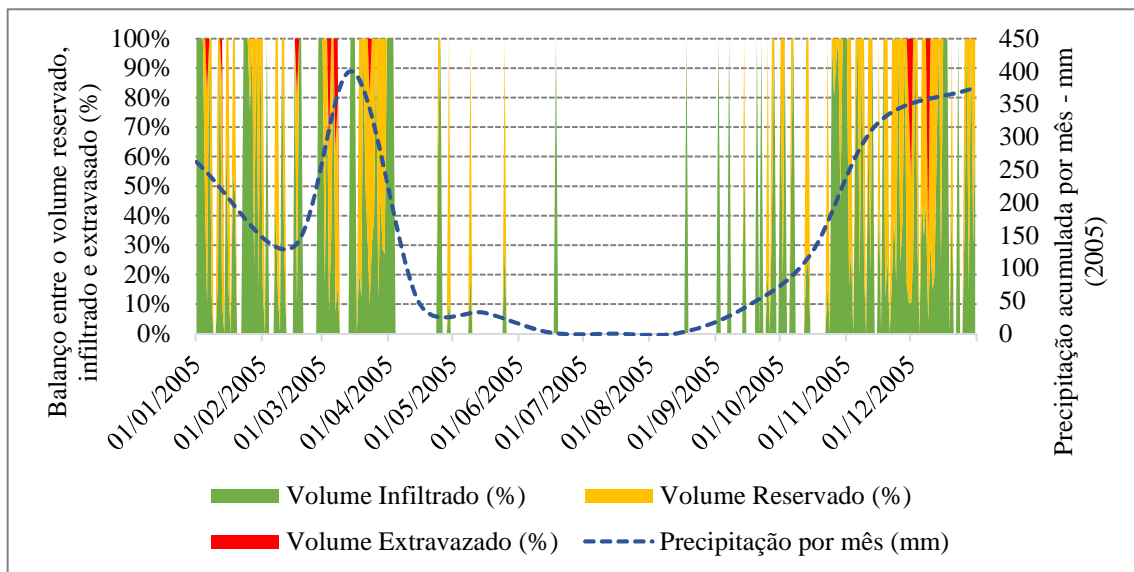


Figura 5.50- Porcetagem de dias com extravasão do poço para a rede pública, considerando a média dos meses do período analisado para o CE-II..

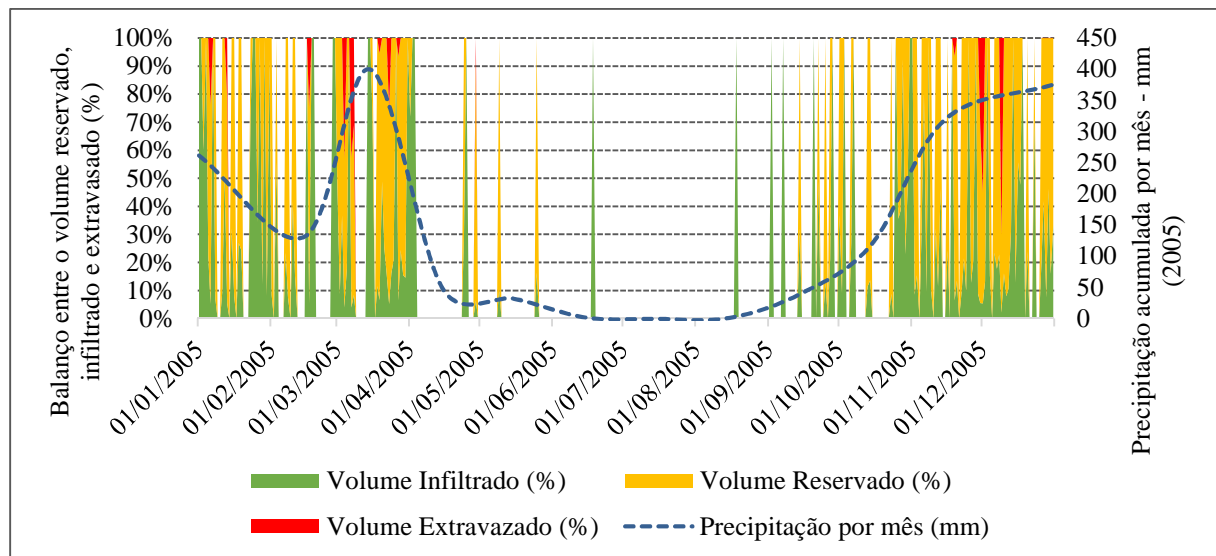


Figura 5.51 - Eficiência do poço (110 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-III.

Para reduzir os volumes de extravasão dos CE-I e CE-III poderá ser utilizado um poço com diâmetro de 150 cm a um custo 46% superior ao poço de 110 cm. Essa opção provoca uma única ocorrência de extravasão com 48% do volume de aporte para o CE-I e de 45% para o CE-III como mostra a Figura 5.52 e Figura 5.53. No caso do CE-II o único extravasamento ocorrido no mesmo evento de chuva foi de apenas 27%.

De acordo com o estudo os três campos experimentais demonstraram ser eficientes como sistema de controle de águas pluviais sendo que nos CE-I e CE-III a reservação desempenha papel mais importante do que a infiltração e o CE-II que utiliza pouco sua capacidade de reservação visto que apresenta excelente capacidade de infiltração.

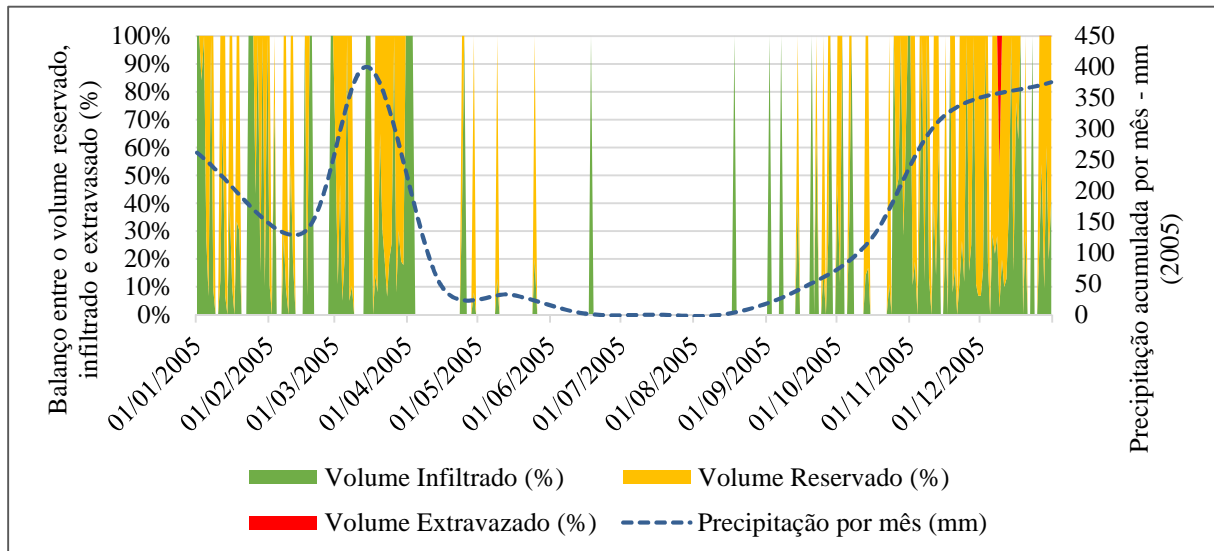


Figura 5.52 - Eficiência do poço (150 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-I.

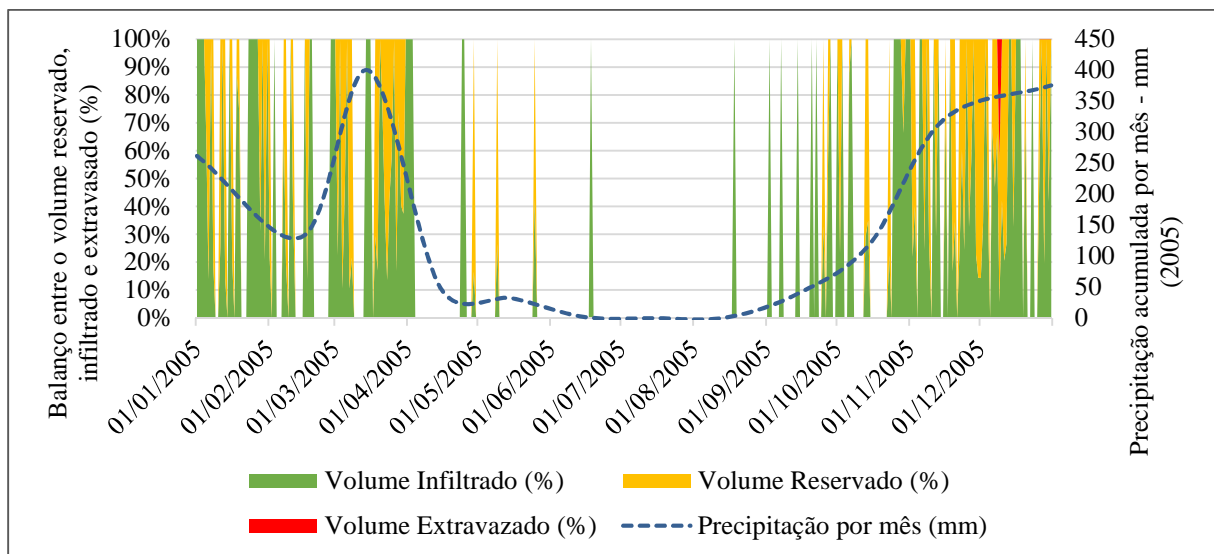


Figura 5.53- Eficiência do poço (150 cm) em relação à porcentagem do volume infiltrado para o CE-III.

6 ANÁLISE NUMÉRICA E DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO

As análises numéricas realizadas nesse trabalho têm o objetivo de avaliar poços de grande diâmetro e poços piloto, ambos utilizados para a infiltração de águas pluviais em diferentes tipos de solos, representativos dos solos típicos da região metropolitana de Goiânia, Goiás. Nessas análises foram utilizadas equações diferenciais parciais que governam o fluxo de água nos solos saturados e não saturados e as condições de contorno apropriadas. As equações foram resolvidas pelo método de elementos finitos, utilizando o *Software FlexPDE v6.32* (PDE Solution, 2012).

Inicialmente, resultados obtidos por meio de simulações numéricas serão comparados com os ensaios de campo, permitindo uma avaliação do desempenho do modelo numérico desenvolvido, na reprodução do comportamento dos poços. Em seguida, serão apresentadas simulações numéricas considerando os níveis máximos e mínimos do lençol freático, de forma a permitir a avaliação do seu desempenho para as condições extremas de umidade iniciais esperadas ao longo do ano.

Para definir, dentre as propriedades do solo, quais as que mais interferem no desempenho dos poços de infiltração, serão realizadas análises paramétricas. Essas análises serão aplicadas apenas ao poço de grande diâmetro, visto que trata-se do poço em escala de projeto. Esses procedimentos permitirão também facilitar a compreensão do processo de infiltração dos poços nas diversas situações analisadas.

Finalmente, serão apresentadas análises dos poços submetidos a seguidos ciclos de enchimento, permitindo a avaliação do comportamento de poços em condições mais severas de trabalho. As simulações adotadas nos ciclos de enchimento do poço foram realizadas considerando um novo enchimento a cada 48 horas.

6.1 DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DE CASOS E DE PARÂMETROS

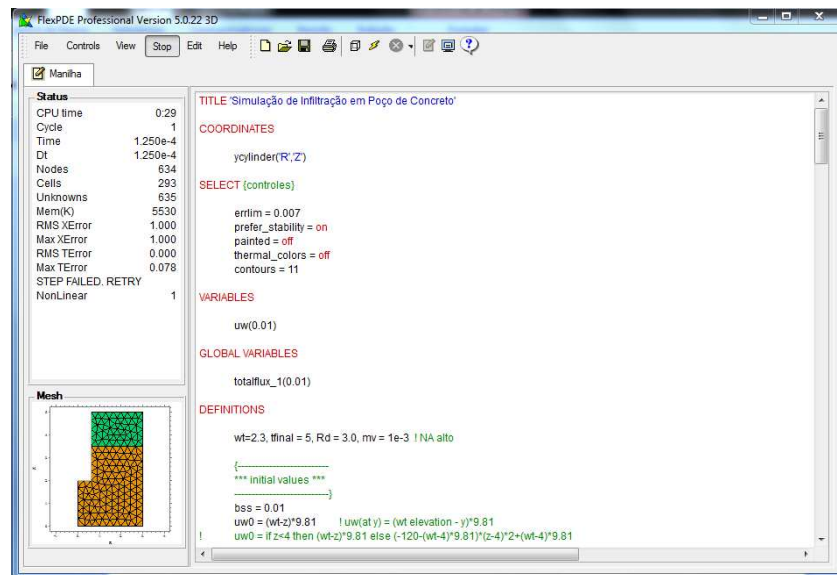
6.1.1 MODELO NUMÉRICO

As equações diferenciais parciais que foram utilizadas para descrever o fluxo de água e ar em condições axissimétricas foram desenvolvidas por Gitirana Jr. *et. al.* (2012) e são apresentadas no capítulo 3 desse trabalho. A solução das equações governantes pode ser realizada utilizando métodos numéricos, tais como o Método dos Elementos Finitos, para integração espacial, e o Método das Diferenças Finitas, para integração temporal. Será empregado neste trabalho programa FlexPDEv6.32 (PDE *Solution*, 2012), um solucionador de equações diferenciais parciais de caráter geral e que permite a solução de equações não lineares, utilizando malhas auto adaptativas. Para tal, foram desenvolvidos *scripts* que descrevem todas as equações governantes, funções não lineares que descrevem as propriedades do solo, parâmetros e características geométricas dos problemas propostos. O modelo foi testado e validado por Leão Carvalho (2008) e Garcês (2010). O FlexPDE é um *software* utilizado em soluções de equações diferenciais parciais. O *software* executa todas as tarefas necessárias para resolver sistemas de equações diferenciais parciais oferecendo um “ambiente para soluções de equações diferenciais parciais (EDP)”. A definição das EDP, condições de fronteira e iniciais, e propriedades que descrevam de forma apropriada ao interesse do problema é de responsabilidade do usuário. A solução numéricas das equações utilizadas é de responsabilidade do programa FlexPDE.

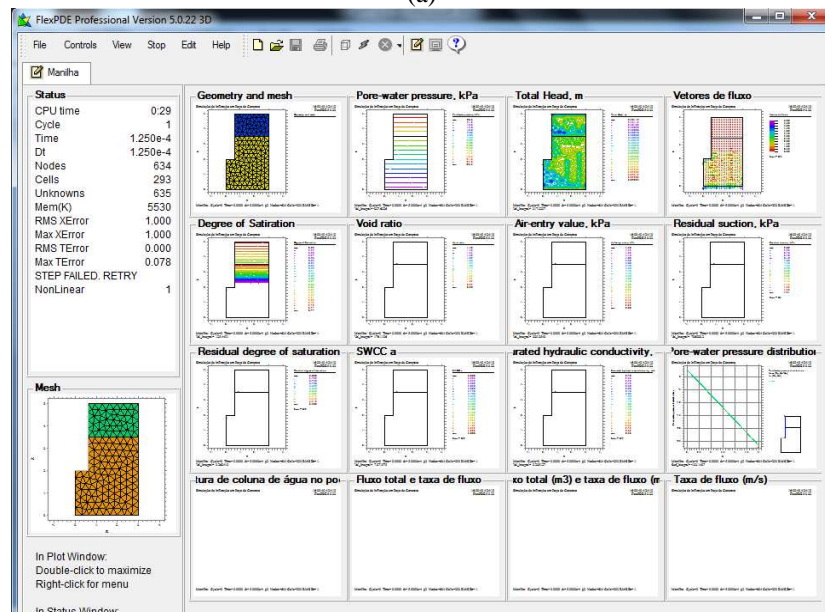
O programa oferece um ambiente para a edição de *scripts*, como mostra a Figura 6.1 (a) que permite a inserção da descrição do problema, a geometria do sistema, as condições de contorno e as equações que governam os fluxos da água e ar no solo, caso do estudo em questão. A partir do *script* completo o programa cria um modelo de elementos finitos para a solução do problema. O programa ainda permite a inserção de equações diferenciais parciais de primeira e segunda ordem, utilizando sistemas de coordenadas cartesianas ou cilíndricas em uma, duas ou três dimensões. Um *script* completo do programa é apresentado no APENDICE 3. Tem-se, como exemplo, um problema com duas camadas distintas, apresentado na Figura 6.1 (b).

O FlexPDE permite a geração de saídas numéricas e gráficas. Dentre as saídas implementadas, têm-se: geometria da malha, variação da poropressão, carga total, vetores de fluxo, grau de

saturação, altura da coluna d'água, fluxos totais e taxa de fluxo, conforme apresentado na Figura 6.1 (b). A solução pode ser acompanhada durante o seu desenvolvimento e os resultados de saída são apresentados em forma de gráficos ou tabelas.



(a)



(b)

Figura 6.1– Ambiente do FlexPDE: (a) edição de *scripts* e (b) ambiente para a saída de resultados do programa FlexPDE v6 (2012).

Pode-se utilizar soluções de problemas estacionários, transientes e múltiplas equações lineares ou não lineares que são resolvidas simultaneamente. Todos os valores dessas variáveis podem ser obtidos a qualquer tempo e posição geométrica. O tamanho do problema se limita apenas à

capacidade de processamento do computador onde o *software* (PDE Solutions, 2012) estiver instalado.

O módulo de análise numérica de elementos finitos seleciona o esquema apropriado para a solução do problema e constrói uma malha de elementos finitos triangulares sobre o domínio do problema. O próprio módulo de análise de elementos finitos seleciona o esquema apropriado para o problema. Isso ocorre, por meio de um processo de refinamento de malha que se adequa, para cada local, à melhor malha e a partir daí o sistema interage no refinamento até que atinja a solução conforme tolerância imposta pelo usuário.

A geometria da malha geralmente adotada nas análises aqui apresentadas é triangular, com arestas variando de 0,01 a 0,025 m (1 cm a 2,5 cm) na face do poço.

Para as simulações foi utilizado um computador com processador Pentium i7, com 8Gb de RAM, utilizando a versão 6.32 do programa FlexPDE.

6.1.1.1 GEOMETRIA, CONDIÇÕES INICIAIS E MALHA

A Figura 6.2 apresenta a geometria e as condições iniciais do problema e devido a simetria da geometria do problema em torno do eixo vertical central, foi adotada uma representação bidimensional em coordenadas cilíndricas. Desta forma, a geometria dos poços é composta por duas dimensões, raio e profundidade. Foram consideradas duas geometrias distintas, com o objetivo de verificar a infiltração em poços de grande diâmetro e poços piloto. O poço denominado “poço grande” possui raio de 0,60 m e profundidade de 2,50 m. O poço denominado “poço piloto” possui raio de 0,10 m e a mesma profundidade. Embora o poço grande tenha sido revestido com manilha perfurada, a presença da manilha não foi considerada na simulação, pois a água infiltra ao longo de toda a parede do poço.

Além das dimensões do poço, tem-se também o raio e altura do domínio. O domínio não deve ser menor do que a área de influência do poço durante a infiltração, pois, como será visto mais adiante, são adotadas, no contorno externo, condições de fronteira de fluxo nulo. Caso um geometria de tamanho inferior à ideal fosse adotada, o processo de análise se limitaria a considerar os fluxos de água até esse limite imposto, sem considerar a influência da infiltração além desses limites, falseando os resultados.

Os parâmetros de refinamento adotados proporcionaram bons resultados de conservação de massa, com erros inferiores a 1%.

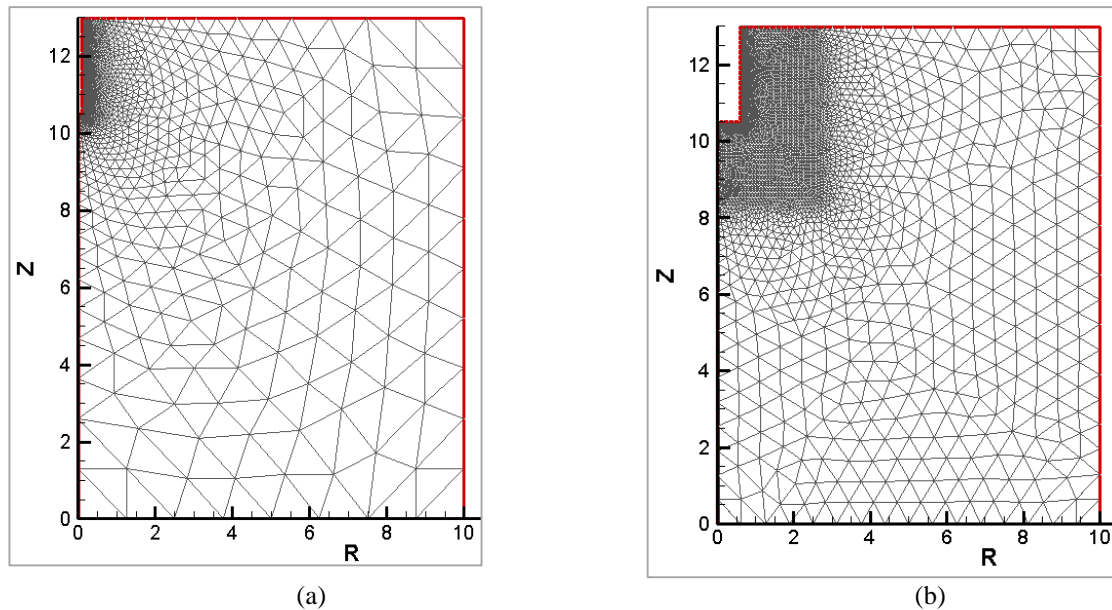


Figura 6.3 – Detalhes das malhas geradas (a) poço piloto e (b) poço grande.

6.1.1.2 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de fronteira utilizadas foram estabelecidas de forma a resultar na melhor representação matemática da condição do poço em campo durante a infiltração. Pela simetria do poço, como mostra a Figura 6.2, os limites superior, inferior e lateral direita do domínio foram utilizadas condições de fronteira naturais em que o fluxo é considerado igual a zero. Durante o ensaio de infiltração, ou durante o funcionamento normal de um poço, não ocorre fluxo no topo do domínio, uma vez que toda a água de abastecimento do poço é feito diretamente no interior do mesmo, por meio de mangueiras ou com a água conduzida pelo sistema de drenagem superficial. Tal situação somente não é observada quando durante um evento de precipitação, a superfície do terreno não se encontra impermeabilizada. No caso do limite inferior do domínio e da lateral direita, a condição de fluxo igual a zero verifica-se caso os limites do domínio sejam colocadas suficientemente distantes das paredes do poço. Tal verificação foi feita para todas as análises realizadas. Quando uma análise qualquer resulta em variações nas poropressões ao longo da fronteira, tal variação indica que haveria fluxo ao longo dessa fronteira, requerendo assim que o domínio fosse expandido.

As condições de fronteira ao longo da parede do poço consideradas foram a variação da poropressão de água durante o enchimento e esvaziamento do poço, dadas pela altura de coluna d'água no poço durante todo o processo. A variação de altura de coluna d'água durante o enchimento é função, principalmente, da vazão de alimentação oferecida. Foi imposta uma subida da coluna d'água no poço que varia linearmente com o tempo, atingindo o topo após 30 minutos. Após o enchimento, considerou finalizada a alimentação do poço, conforme acontece em ensaios de avaliação de poços. A partir deste momento, a altura de coluna d'água é calculada em função da quantidade de infiltração que ocorre ao longo das paredes do próprio poço:

$$\frac{\partial Q_w}{\partial t} = \oint_S q_w \cdot dS \quad 6.1$$

Onde:

$Q_w =$ é o fluxo total acumulado;

$q_w =$ é a taxa de fluxo ($q=k \cdot i$);

$S =$ é a fronteira do poço.

Tem-se, portanto, uma condição não-linear, que exige iterações para sua solução.

A Tabela 6.1 apresenta o resumo das geometrias, condição de contorno e condição inicial adotadas na simulação.

Tabela 6.1- Resumo da geometria, condição inicial e de contorno

Variáveis	Condição
Altura do domínio, Hd	13 m, igual para todos os casos
Raio do domínio, Rd	10,0 m, igual para todos os casos
Altura (profundidade) do poço, Hp	2,5 m para poço grande e poço piloto
Raio do poço, Rp	0,60 m e 0,10 m, poço grande e poço piloto, respectivamente
Tempo de enchimento do poço	30 min para poço grande e 5 min. para poço piloto
Distribuição inicial de poropressão	Hidrostática
Profundidade do lençol freático	3,5 m, 10,0m

6.1.2 METODOLOGIA DE ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

As análises de sensibilidade apresentadas nessa tese permitirão a avaliação da sensibilidade da variabilidade do desempenho do poço em relação à variabilidade das propriedades do solo. Foi definido como parâmetro de desempenho do poço, o tempo necessário para infiltrar 80% da coluna de água. As propriedades de interesse serão discutidas mais à frente. É apresentada nesta seção a metodologia adotada para a análise de sensibilidade.

Uma metodologia bastante utilizada na análise de sensibilidade e tomada de decisão é apresentada por Clemen (1996) e Loucks *et al* (2005). Esta metodologia é baseada nos chamados “diagramas tornado”. Estes diagramas indicam quais variáveis necessitam maior atenção do tomador de decisão, por terem maior influência no processo e quais variáveis podem ser consideradas como valores absolutos, cuja incerteza pouco influencia o problema em questão. Os diagramas tornados são baseados em rigorosas regras de construção e são baseados em informações estatísticas detalhadas sobre as variáveis de entrada, independentes.

Existem dois tipos de diagramas tornado, conhecidos como diagramas tornado de evento determinístico e de evento probabilístico. No diagrama tornado de evento determinístico, uma única fonte de incerteza no modelo é adicionada de cada vez e o modelo é analisado sem o restante das fontes de incerteza, determinando, dessa forma, o impacto daquela única incerteza na incerteza do problema completo. No diagrama tornado evento probabilístico, uma fonte de incerteza do modelo é removida de cada vez e todas as informações probabilísticas remanescentes são guardadas, incluindo qualquer correlação existente entre elas.

Loucks *et al.* (2005) descrevem um simples procedimento determinístico de Análise de Sensibilidade que consiste na variação de um valor de parâmetro incerto, ou um conjunto de valores dos parâmetros, de cada vez. A variável de saída de interesse pode ser qualquer medida de desempenho ou indicador. Não são utilizadas variações baseadas em quantidades estatísticas de cada parâmetro.

Uma questão importante que não deve ser ignorada é o impacto de erros simultâneos em mais de um parâmetro. Os métodos probabilísticos abordam diretamente a ocorrência de erros simultâneos, mas deve ser empregada a distribuição correta. Nos procedimentos de análise simples de sensibilidade, os erros nos parâmetros investigados são geralmente a um de cada vez

ou em grupos. No diagrama tornado evento determinístico, uma fonte de incerteza no modelo é removida de cada vez e o modelo analisado com o restante das fontes de incerteza. Contudo, as correlações não são consideradas.

O procedimento para construção do diagrama tornado probabilístico proposto por Gitirana Jr. (2005) é adotado nesta tese. Para tal, é utilizado o método das estimativas pontuais híbrido proposto pelo autor, que permite a determinação dos momentos da distribuição de frequência da variável de desempenho (i.e., do tempo para infiltração). Os momentos são calculados da seguinte maneira:

$$E[T(X)]_k = T(E[X]) + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq k}}^n [p_i^+ T(x_i^+) + p_i^- T(x_i^-) - T(E[X])] + \sum_i \sum_{i < j \text{ and } i \neq k} [T(x_i^+, x_j^+) - T(x_i^+) - T(x_j^+) + T(E[X])] \frac{\rho[x_i, x_j]}{\xi^+[x_i] \xi^+[x_j]} \quad (6.1)$$

$$Var[T(X)]_k = \{T(E[X]) - E[T(X)]_k\}^2 + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq k}}^n \left[p_i^+ \{T(x_i^+) - E[T(X)]_k\}^2 + p_i^- \{T(x_i^-) - E[T(X)]_k\}^2 - \{T(E[X]) - E[T(X)]_k\}^2 \right] + \sum_{i < j \text{ and } i \neq k} \sum_j \left[\{T(x_i^+, x_j^+) - E[T(X)]_k\}^2 - \{T(x_i^+) - E[T(X)]_k\}^2 - \{T(x_j^+) - E[T(X)]_k\}^2 + \{T(E[X]) - E[T(X)]_k\}^2 \right] \frac{\rho[x_i, x_j]}{\xi^+[x_i] \xi^+[x_j]} \quad (6.2)$$

Onde:

- $E[F_s(X)]_k$ = Primeiro momento estatístico do tempo de infiltração calculado quando a variabilidade (incerteza) da variável de entrada é removida;
- $Var[F_s(X)]_k$ = Segundo momento estatístico calculado quando a variabilidade da variável de entrada é removida;
- T = Tempo de infiltração;
- $T(x_i^+)$ = Tempo de infiltração utilizando um valor majorado da variável i ;
- x_i^\pm = $E(x_i) + \sigma(x_i)$
- K = Coeficiente de variação (incerteza) da variável de entrada;
- X = Quantidade de variáveis de entrada;
- p_i = $\frac{1}{2} \left[1 \mp \sqrt{1 - \frac{1}{1 + [\gamma_1[x_i]/2]^2}} \right]$;
- $\gamma_1[x_i]$ = $\mu_3[x_i] / \{\sigma[x_i]\}^3$,
- $\mu_3[x_i]$ = Terceiro momento estatístico da variável;
- $\xi^\pm[x_i]$ = $\gamma_1[x_i]/2 \pm \sqrt{1 + (\gamma_1[x_i]/2)^2}$;

$$\begin{aligned} \rho[x_i, x_j] &= \text{Correlação entre } x_i \text{ e } x_j; \\ \rho[x_i, x_j] &= \frac{\text{Cov}[x_i, x_j]}{\sigma[x_i] \sigma[x_j]} \end{aligned}$$

Os momentos de T são calculados múltiplas vezes, sendo que cada vez é removida a incerteza de uma variável de entrada. A partir do primeiro e do segundo momentos estatísticos obtidos para o tempo de infiltração, pode-se calcular as coordenadas que definem cada barra do diagrama tornado.

Cada barra corresponde à variável de entrada cuja variabilidade (incerteza) foi removida do modelo. O início e final da barra correspondem ao valor de 10° e 90° percentis do tempo de infiltração e a linha próxima à metade da barra corresponde a 50° percentil. Finalmente, as barras são ordenadas da maior para menor, o que confere ao diagrama a aparência de um tornado. A menor barra indica a variável de maior impacto. O tamanho de cada barra mostrada na Figura 6.4 é diretamente proporcional a cada interferência na análise do problema. A primeira barra é a do modelo completo. O tamanho das demais barras pode ser relatado como a incerteza que foi realizada a partir da entrada das variáveis, ou seja, a representação do modelo a partir da variação da variável no intervalo possível. A barra com o tamanho mais próximo da barra modelo completo é a variável de entrada que causa menor impacto ao problema. Por exemplo, a Figura 6.4 mostra que a variável 5 é a variável que causa maior impacto seguido das variáveis 3, 4 e as variáveis 1 e 2 são as que causam menor impacto.

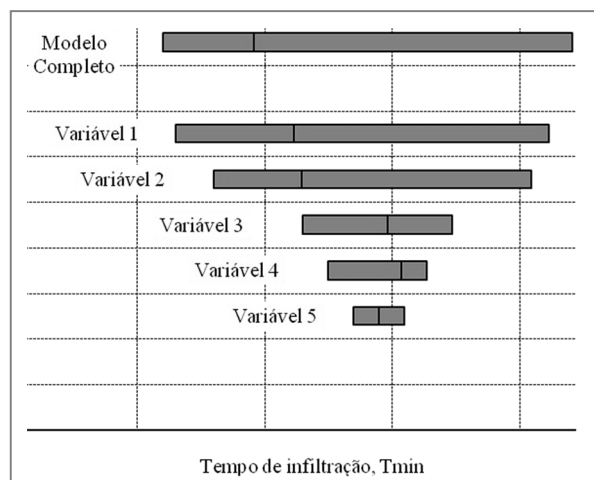


Figura 6.4- Exemplo de diagrama tornado

6.1.3 SÍNTESE DOS CASOS ANALISADOS E PARÂMETROS ADOTADOS

A Tabela 6.2 apresenta uma síntese de todos os casos analisados. O mesmo conjunto de análises foi realizado considerando as propriedades de cada um dos três campos experimentais estudados nesta tese. Para cada campo experimental, foram feitas análises correspondentes ao pico do período de estiagem e ao fim do período de chuvas, sendo esses períodos representados pelas duas alternativas de elevação do nível d'água. Finalmente, cada campo experimental foi analisado quanto à: a) sensibilidade do desempenho do poço grande (i.e., em escala real) à incerteza dos parâmetros do solo; b) análise do desempenho do poço submetido a ciclos de enchimento; e c) análise do comportamento de poços-piloto.

Tabela 6.2 – Propriedades utilizadas na análise de sensibilidade para o CE-I, CE-II e CE-III

Campo	Casos	NA inicial (m)	Tipo de Análise
Campo –I Solo granulítico *	1	3,50	Análise de sensibilidade do Poço Grande (9 análises para 9 conjuntos de parâmetros)
	2	10,00	
	3	3,50	Análise de ciclos de enchimentos do Poço Grande (1 análise, com os parâmetros médios determinados)
	4	10,00	
	5	3,50	Análise do Poço-piloto (1 análise, com os parâmetros médios determinados)
	6	10,00	
Campo –II Solo residual de micaxisto altamente intemperizado. *	7	3,50	Análise de sensibilidade do Poço Grande (9 análises para 9 conjuntos de parâmetros)
	8	10,00	
	9	3,50	Análise de ciclos de enchimentos do Poço Grande (1 análise, com os parâmetros médios determinados)
	10	10,00	
	11	3,50	Análise do Poço-piloto (1 análise, com os parâmetros médios determinados)
	12	10,00	
Campo –III Solo residual de micaxisto residual jovem. *	13	3,50	Análise de sensibilidade do Poço Grande (9 análises para 9 conjuntos de parâmetros)
	14	10,00	
	15	3,50	Análise de ciclos de enchimentos do Poço Grande (1 análise, com os parâmetros médios determinados)
	16	10,00	
	17	3,50	Análise do Poço-piloto (1 análise, com os parâmetros médios determinados).
	18	10,00	

* Dados utilizados no estudo: n , ψ_{b1} , λ_{d1} , K_{sat}^w

Serão apresentados a seguir os parâmetros médios adotados como representativos de cada campo experimental e os parâmetros adotados para representar a variabilidade de cada propriedades analisada. A análise de sensibilidade utilizando uma variabilidade obtida de forma rigorosa dos parâmetros permite definir as propriedades de maior importância no problema analisado. Análises paramétricas ou de sensibilidade utilizando variabilidades não representativas podem resultar em análises de pouco valor.

Para facilitar a representação estatística de variáveis cuja distribuição se aproxima de lognormal, os valores do coeficiente de variação e das médias foram apresentados para o

logaritmo natural da variável. Assim, substitui-se uma variável com distribuição lognormal por outra variável, com distribuição normal. A indicação da normalidade ou lognormalidade de cada propriedade é apresentada por Gitirana Jr. (2005a).

É importante ressaltar que cada campo experimental possui propriedades diferentes e que o conjunto de campos experimentais estudados pode ser considerado representativo das diferentes condições encontradas na região metropolitana de Goiânia. A formação geológica do complexo granulítico Anápolis-Itauçu é observada na região norte de Goiânia, onde está localizado o CE-I, sendo este um solo intemperizado com pouca formação de macroporosidade. Os solos que ocorrem nos campos experimentais II e III são de formação geológica com origem nas rochas de micaxisto. O solo do primeiro experimental (CE-II) é altamente intemperizado e está situado na região sul de Goiânia. O solo encontrado no segundo campo experimental (CE-III) é pouco intemperizado, estando situado na região leste de Goiânia. Todos os campos estão situados na região urbana da cidade.

Os solos estudados apresentam porosidades específicas para cada um dos campos. No solo do CE-I a porosidade varia de 0,49 a 0,56 para 1,0 m e 2,00 m de profundidade, respectivamente. Para o caso do solo do CE-II a porosidade varia de 0,63 a 0,64 entre 1 e 3,0 m de profundidade, respectivamente. E no caso do CE-III, que apresenta menor porosidade entre os três cenários, ela varia de 0,42 a 0,38 entre 1,0 m a 2,0 m, respectivamente.

Na Tabela 6.3 são apresentadas as propriedades médias utilizadas em todas as análises e as variabilidades adotadas nas análises de sensibilidade. Os valores médios utilizados são valores que foram medidos nos campos experimentais por meio de ensaios de laboratório. Os coeficientes de variação representam as incertezas típicas das propriedades escolhidas do solo. Gitirana Jr. (2005a) definiu os coeficientes de variabilidade típicos para diversas propriedades hidráulicas do solo. Os valores típicos foram adotados nesse estudo.

Na Tabela 6.4 são listados os valores numéricos dos parâmetros adotados com os seus valores médios, os valores acrescidos e subtraídos de um desvio padrão ou coeficiente de variação de acordo com cada caso, configurando todos os modelos ou situações de análises.

Tabela 6.3- Propriedades médias, coeficiente de variação e desvio padrão para os parâmetros dos solos dos campos I, II e III.

	Propriedade do solo	Parâmetros relacionados	Valor médio	Coeficiente de Variação ou desvio padrão
CE-I Solo residual de granulitos	$\theta=nS$	n	0,532	CV=17,00%
		$\ln(\psi_{b1}), \ln(\text{kPa})$	0,846 (2,33)	CV=115,00%
		$\ln(\lambda_{b1})$	-1,336 (0,263)	$\sigma_d=0,45$
	K^w	$\ln(K_{sat}^w), \ln(\text{m/s})$	-13,216 (1,82E-06)	CV=15,00%
CE-II Solo residual de micaxisto intemperizado	Propriedade do solo	Parâmetros relacionados	Valor médio	Coeficiente de Variação ou desvio padrão
	$\theta=nS$	n	0,627	CV=17,00%
		$\ln(\psi_{b1}), \ln(\text{kPa})$	0,693 (2,00)	CV=115,00%
		$\ln(\lambda_{b1})$	-0,081 (0,923)	$\sigma_d=0,45$
K^w	$\ln(K_{sat}^w), \ln(\text{m/s})$	-11,205 (1,36E-05)	CV=15,00%	
CE-III Solo residual jovem de micaxisto	Propriedade do solo	Parâmetros relacionados	Valor médio	Coeficiente de Variação ou desvio padrão
	$\theta=nS$	n	0,455	CV=17,00%
		$\ln(\psi_{b1}), \ln(\text{kPa})$	3,468 (32,0)	CV=115,00%
		$\ln(\lambda_{b1})$	-0,412 (0,662)	$\sigma_d=0,45$
K^w	$\ln(K_{sat}^w), \ln(\text{m/s})$	-12,211 (4,97E-06)	CV=15,00%	

As curvas características solo-água utilizadas foram aquelas obtidas experimentalmente pelo método do papel filtro. As curvas consideradas foram ajustadas utilizando as equações propostas por Gitrana Jr. e Fredlund (2004). Essas equações foram utilizadas por terem seus parâmetros matemáticos independentes e por se ajustarem muito bem as curvas unimodais e bimodais dos solos estudados. A função de condutividade hidráulica utilizada foi estimada pela equação proposta por Gitrana Jr. e Fredlund (2004) e Brooks & Corey (1964), ou pela função medida em laboratório, especificamente para o CE-II.

Tabela 6.4—Combinação de parâmetros dos solos dos CE-I, CE-II e CE-III.

CE-I - Granulito (região norte)				
Modelo	n	ψ_b (kPa)	λ_d	K_w^{Sat} (m/s)
E (médias)	0,532	2,33	0,2629	1,82E-06
n (+)	0,622	2,33	0,2629	1,82E-06
ψ_b (+)	0,000	6,16	0,2629	1,82E-06
λ_d (+)	0,532	0,11828	0,412	1,82E-06
K_w^{Sat} (+)	0,532	2,33	0,2629	1,32E-05
n (-)	0,442	2,33	0,2629	1,82E-06
ψ_b (-)	0,532	0,881	0,2629	1,82E-06
λ_d (-)	0,532	2,33	0,168	1,82E-06
K_w^{Sat} (-)	0,532	2,33	0,2629	2,51E-07
CE-II - Xisto latossolo intemperizado (região sudoeste)				
Modelo	n	ψ_{b1} (kPa)	λ_{d1}	K_w^{Sat} (m/s)
E (médias)	0,6267	2,0000	0,9226	1,36E-05
n (+)	0,7332	2,0000	0,9226	1,36E-05
ψ_{b1} (+)	0,6267	4,4383	0,9226	1,36E-05
λ_{d1} (+)	0,6267	2,0000	1,7236	1,36E-05
K_w^{Sat} (+)	0,6267	2,0000	0,9226	7,30E-05
n (-)	0,5201	2,0000	0,9226	1,36E-05
ψ_{b1} (-)	0,6267	0,9013	0,9226	1,36E-05
λ_{d1} (-)	0,6267	2,0000	0,4938	1,36E-05
K_w^{Sat} (-)	0,6267	2,0000	0,9226	2,53E-06
CE-III - Xisto latossolo residual jovem (região leste)				
Modelo	n	ψ_b (kPa)	λ_d	K_w^{Sat} (m/s)
E (médias)	0,456	32,075	0,662	4,975E-06
n (+)	0,533	32,075	0,662	4,975E-06
ψ_b (+)	0,456	71,385	0,662	4,975E-06
λ_d (+)	0,456	32,075	1,237	4,975E-06
K_w^{Sat} (+)	0,456	32,075	0,662	3,107E-05
n (-)	0,378	32,075	0,662	4,975E-06
ψ_b (-)	0,456	14,412	0,662	4,975E-06
λ_d (-)	0,456	32,075	0,355	4,975E-06
K_w^{Sat} (-)	0,456	32,075	0,662	7,968E-07

A seguir são descritos os parâmetros adotados nos campos experimentais, dependendo do tipo de análise que foram realizadas:

- CCSAs unimodal do CE-I, representadas pelas curvas unimodais, Figura 5.22 (sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água), os valores tabelados na Tabela 5.8 e a pela função de condutividade hidráulica obtida da CCSA, correspondente, representada pela sucção matricial *versus* permeabilidade como mostra a Figura 5.28;

- b) CCSAs bimodal do CE-II representada pelas curvas bimodais da Figura 5.24 (sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água), os valores tabelados na Tabela 5.9 e pela função de condutividade hidráulica da CCSA, correspondente, representada pela sucção matricial *versus* permeabilidade representada pela Figura 5.29;
- c) CCSAs unimodal do CE-III representada pelas curvas unimodais da Figura 5.26 (sucção matricial *versus* conteúdo volumétrico de água) e valores tabelados na Tabela 5.10 e pela função de condutividade hidráulica representada pela e pela sucção matricial *versus* permeabilidade representada pela Figura 5.30.

A variabilidade dos parâmetros da curva característica (Ψ_b e λ_d), valor de entrada de ar e a inclinação da curva, respectivamente foram considerados no primeiro trecho da curva bimodal no CE-II. Esse mesmo trecho foi adotado para estimativa da função de condutividade hidráulica.

A curva característica adotada para as análises do solo CE-I foi a curva referente à profundidade de 1,00m, esta foi adotada por ter sido a profundidade em que foram medidas a maior quantidade de propriedades. Na Figura 6.5 são apresentados os valores médios dos dados da CCSA acrescido e reduzido, simultaneamente, de um desvio padrão.

A curva característica adotada para as análises do solo CE-II foi a de 3,0 m de profundidade e esta foi escolhida por considerar a uniformidade entre as curvas obtidas de todas as profundidades da análise desse solo, além do que nessa profundidade foi realizado o ensaio de condutividade hidráulica do solo não saturado. Na Figura 6.6 são apresentados os valores médios dos dados da CCSA acrescido e reduzido, simultaneamente, de um desvio padrão

A curva característica adotada para as análises do solo CE-III foi obtida pela composição das curvas de 1,0 e 2,0 m de profundidade tendo em vista a dispersão dos dados das curvas, ocasionada pela dificuldade de modelar corpos de prova para os ensaios de sucção pelo método do papel filtro. Na Figura 6.7 são apresentados os valores médios dos dados da CCSA acrescido e reduzido, simultaneamente, de um desvio padrão. Os coeficientes de variação adotados figuram na Tabela 6.2, anteriormente apresentada. A simbologia adotada para as variações, para mais e para menos, do desvio padrão aplicados aos parâmetros da CCSA e função de permeabilidade são descritos pela Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Índices que identificam os desvios padrões para mais e para menos dos parâmetros dos solos

Simbologia	Descrição do parâmetro na CCSA e Função permeabilidade
y _b (+)	Varição para mais do valor de entra de ar da CCSA
y _b (-)	Varição para menos do valor de entra de ar da CCSA
λ _d (+)	Varição para mais da inclinação da CCSA
λ _d (-)	Varição para menos do da inclinação da CCSA
K _{sat} (+)	Varição para mais da permeabilidade saturada
K _{sat} (-)	Varição para menos da permeabilidade saturada

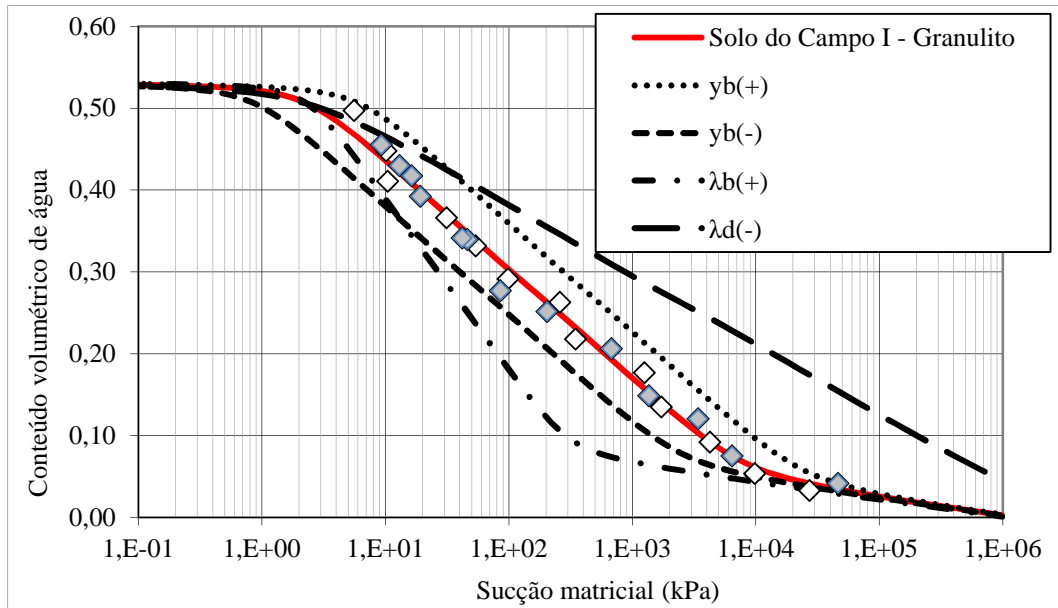


Figura 6.5- Curva característica do solo do CE-I e variações adotadas na análise de sensibilidade.

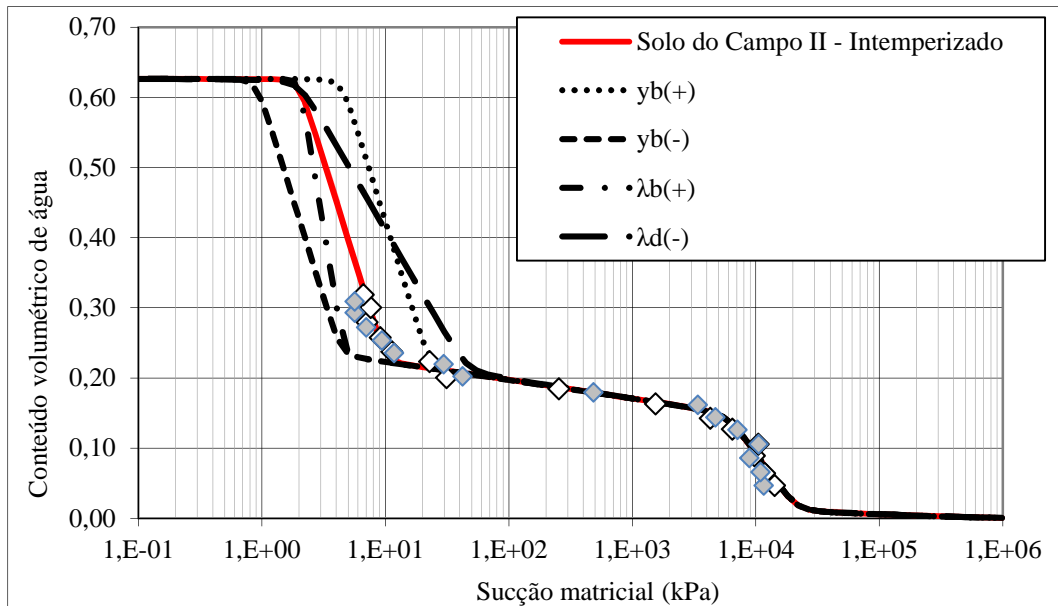


Figura 6.6 - Curva característica do solo do CE-II e variações adotadas na análise de sensibilidade.

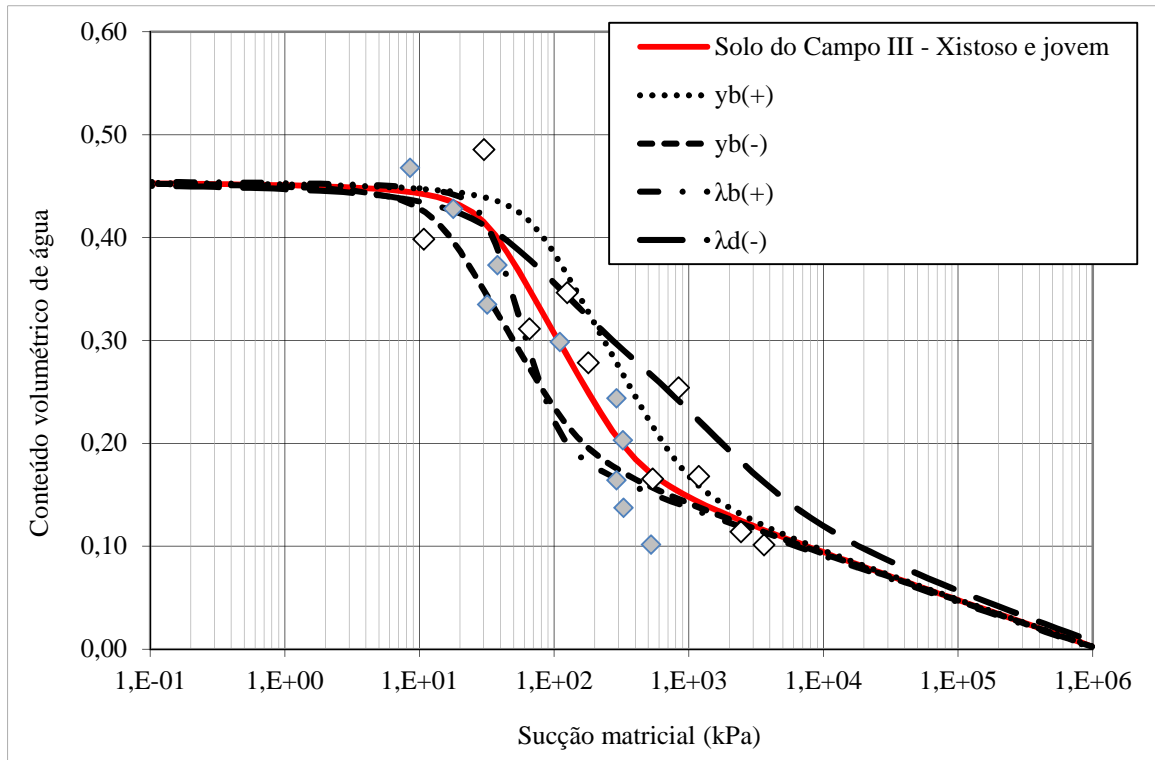


Figura 6.7 - Curva característica do solo do CE-III e variações adotadas na análise de sensibilidade.

A variabilidade dos parâmetros da curva característica resulta na variabilidade da função de permeabilidade, uma vez que essa é função da própria curva característica. Além disso, a variabilidade da condutividade hidráulica saturada, k^w_{sat} , também causa variabilidade na função de condutividade hidráulica.

Da mesma forma que para as curvas características, foi adicionado e subtraído um desvio padrão aplicado às curvas da função de condutividade hidráulica saturada aos três campos experimentais. Os resultados são apresentados nas figuras Figura 6.8, Figura 6.9 e Figura 6.10 contendo as funções de condutividade hidráulica obtidas a partir do valor médio dos parâmetros e a variação das funções de condutividade hidráulica saturada, respectivamente, para o solo do CE-I; CE-II e CE-III.

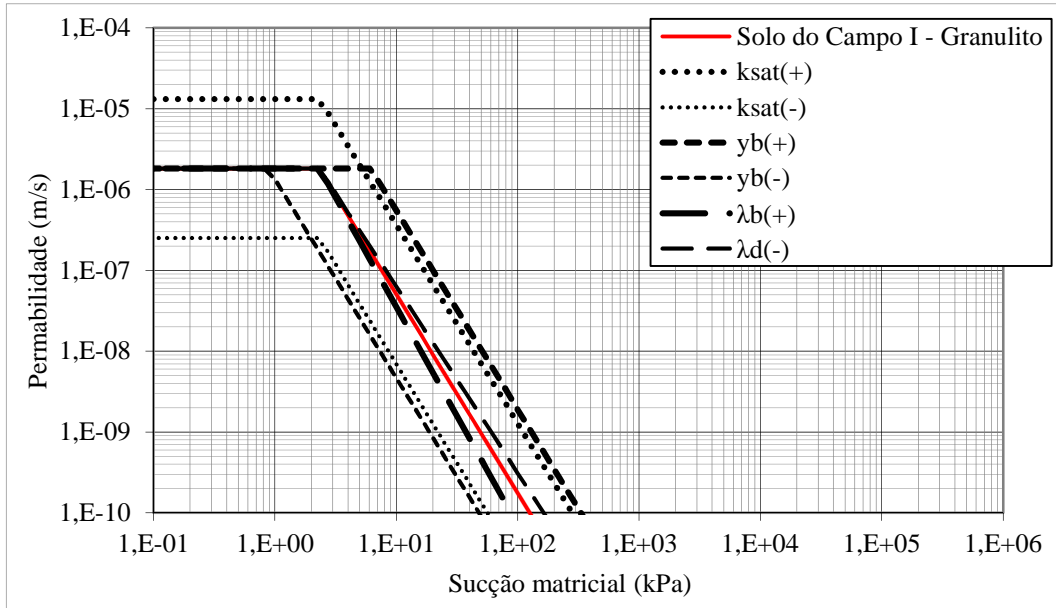


Figura 6.8 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-I e variações adotadas na análise de sensibilidade.

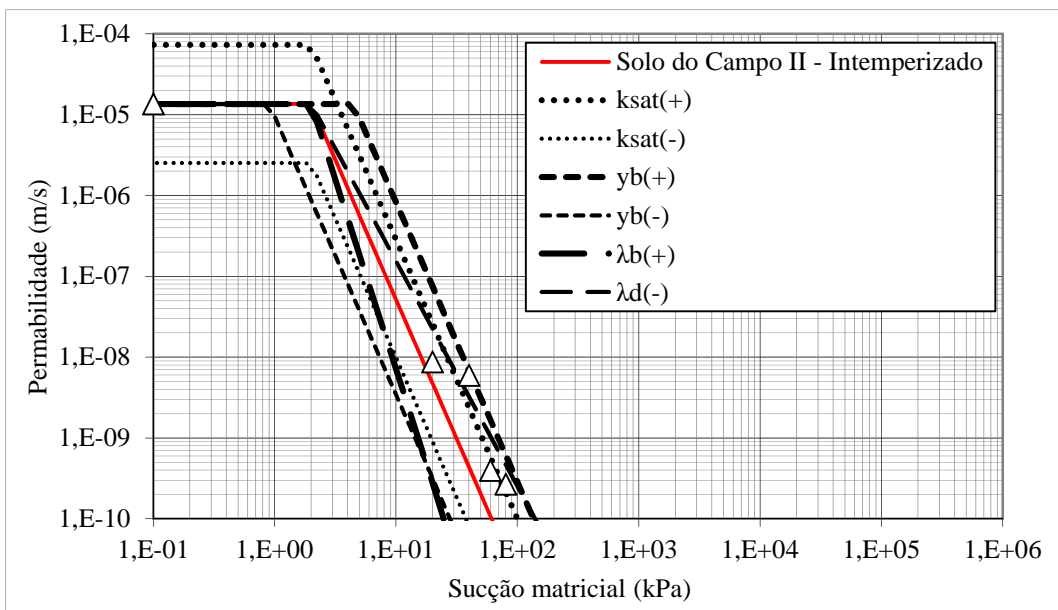


Figura 6.9 - Função de condutividade hidráulica do solo CE-II e variações adotadas na análise de sensibilidade.

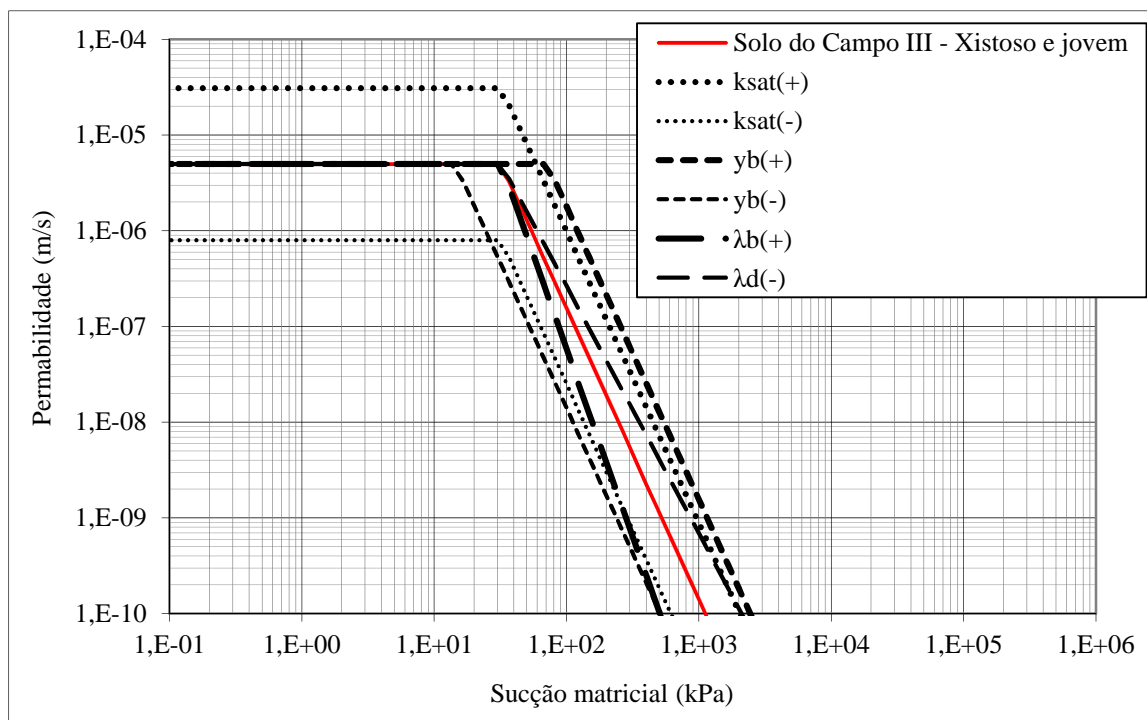


Figura 6.10 - Função de condutividade hidráulica do solo CE-III e variações adotadas na análise de sensibilidade.

6.2 COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO EM CAMPO E A SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS POÇOS GRANDES E POÇOS PILOTO

Nessa seção serão comparados os poços dos três campos experimentais, tanto os poços em escala real, quanto os poços pilotos. Inicialmente serão feitas comparações entre os poços de grande diâmetro relativos aos três campos experimentais. Em seguida, serão analisados os resultados para os poços pilotos e por último feita comparação entre as diferentes condições. Nesses casos foram implementados os modelos numéricos utilizando os parâmetros médios do solo (dados de laboratório) e dados de campo, variando-se apenas os níveis do lençol freático (NA raso e NA profundo).

6.2.1 CE-I – SOLO GRANULÍTICO, POÇO GRANDE

Na maioria dos casos analisados as malhas sofreram pouco refinamento durante a simulação. Os refinamentos das malhas registrados, porém, ocorreram mais próximos às paredes e ao fundo dos poços, em especial na parte inferior dos poços.

Quanto ao rebaixamento da água no poço, de acordo com a simulação, foi observado que para o caso de NA raso houve uma redução de 25 cm na infiltração se comparado com o NA profundo considerando 24 horas para infiltração como mostra a Figura 6.11. Comparado o ensaio de campo com o caso do NA raso, observa-se que o rebaixamento foi perfeitamente reproduzido pela simulação, considerando o tempo gasto no ensaio de campo, aproximadamente 5 horas e meia, realizado em novembro de 2005, estação seca e N.A. igual a 7,20m.

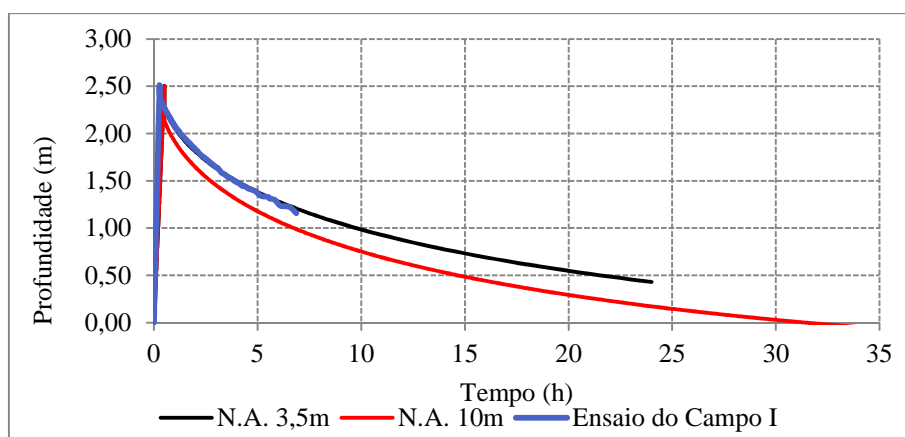


Figura 6.11 – Variação da coluna d'água no poço para a análise numérica com NA raso e NA profundo, durante o processo de infiltração do poço no CE-I.

A variação da poropressão no final é apresentada na Figura 6.12. A variação da poropressão no caso NA raso foi menor do que para o NA profundo. A maior variação da poropressão ocorreu nos primeiros 30 minutos para os dois casos. A variação foi rápida, elevando a uma poropressão igual a zero junto à parede e fundo do poço o que provocou um maior refinamento da malha nesse ponto. No entanto essas variações foram menores do que no caso de N.A. profundo, como mostra Figura 6.12(b). Para o NA raso, parte do volume infiltrado alcançou o nível do N.A. (lençol freático) que sofreu pequena alteração na sua profundidade, criou-se aí um ponto de elevação do N.A. Esse fenômeno pode ocorrer, até certo limite, na região do lençol freático imediatamente abaixo e no mesmo alinhamento vertical da projeção do fundo do poço, mesmo quando o NA não chega a entrar em contato com o volume infiltrado. Esse fenômeno pode ser visto em Fredlund *et al.* (2012) e Barraud *et al.*(2009). A elevação no NA indica que uma distância mínima de 1m entre o fundo do poço e o lençol não pode ser considerada como uma barreira de proteção contra eventuais contaminações do lençol pois o próprio N.A. pode ser afetado, com elevação em função da infiltração do poço, embora esse fenômeno só poderá ser

preocupante apenas em solos extremamente argilosos. Nesse sentido, esta questão poderá ser de relevância para órgãos públicos reguladores.

Após o evento de infiltração para o N.A. profundo o nível do lençol freático não sofreu alteração. As alterações na poropressão foram de desenvolvimento de pressão neutra que ocorreram no fundo e paredes inferiores do poço, criando uma área de influência no formato do bulbo. Nesse caso à medida que o nível d'água reduziu no poço imediatamente havia um acréscimo da poropressão junto à parte superficial da parede do poço, registrando uma rápida secagem do perfil na região mais superficial. No final do processo a poropressão se anula e concentra na parte inferior do poço e apresentam pressões de sucção de 20 kPa, na superfície, para o poço em N.A. raso e de 90 kPa no caso de N.A. profundo, superficialmente. No primeiro caso o bulbo de infiltração se desfez e no segundo caso houve a formação de bulbo.

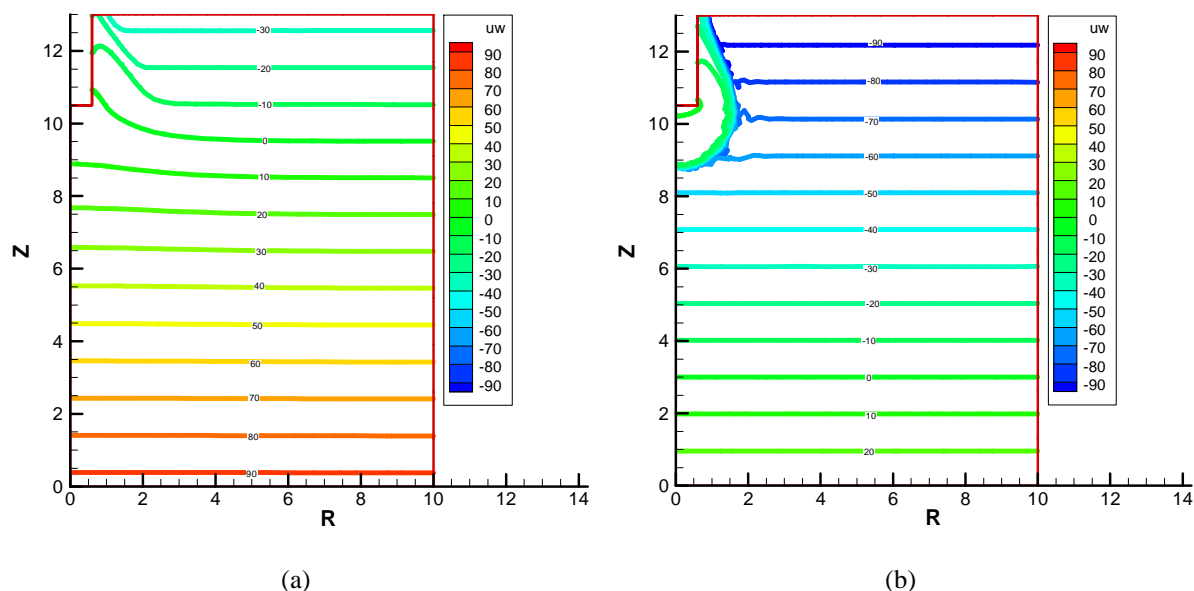


Figura 6.12 - Distribuição de poropressão durante o processo de infiltração do CE-I para o poço grande: (a) NA raso e (b) NA profundo.

6.2.2 CE-I – SOLO GRANULÍTICO, POÇO PILOTO

A distribuição da poropressão para os poços piloto mostraram pouca alteração nos casos do N.A. raso nos três campos pesquisados como mostra a Figura 6.13(a). No caso do NA profundo o poço piloto do CE-I apresentou alteração ao longo da parede e fundo do poço concentrando-se as poropressões na porção mais inferior do poço, observou-se o ressecamento da superfície no entorno das paredes do poço como mostra a Figura 6.13(b). Nesse caso o bulbo de infiltração do poço piloto também apresentou o bulbo com o maior avanço entre os três campos. No

entanto, considerando as variações de N.A raso e profundo, a Figura 6.13(a) e (b) podem representar o poço piloto nos três campos experimentais.

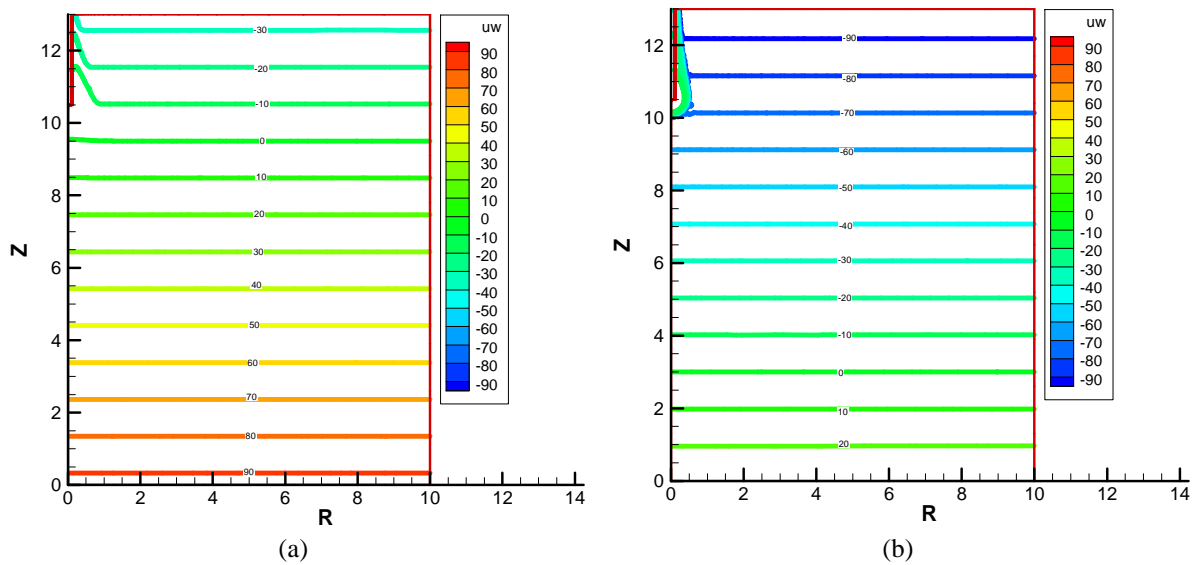


Figura 6.13 - Distribuição da poropressão final dos poços pilotos: (a) para o NA raso do CE-I, CE-II e CE-III, e em (b) Distribuição da poropressão final para o NA profundo para o CE-I.

Comparando o poço grande e o poço piloto do CE-I foram utilizadas as figuras que mostram a distribuição da poropressão desses poços nos casos do N.A. raso e N.A. profundo em relação aos tempos notáveis. As variações de poropressão do poço grande são apresentadas na Figura 6.14(a) para o N.A. raso e Figura 6.14(b) para o N.A. profundo, esses dados mostram claramente a variação da poropressão mais acentuada no caso do N.A. profundo. Para o poço piloto, os resultados da simulação mostram o mesmo comportamento do poço grande, tanto para o NA raso como para profundo, considerando os tempos de infiltração do poço piloto 4,5 horas no primeiro caso e 3 horas no segundo. Para o mesmo intervalo de tempo o poço grande registra um maior avanço das poropressões do que os poços piloto como pode ser observado nas Figura 6.14(c) para o N.A. raso e Figura 6.14(d) para o N.A. profundo.

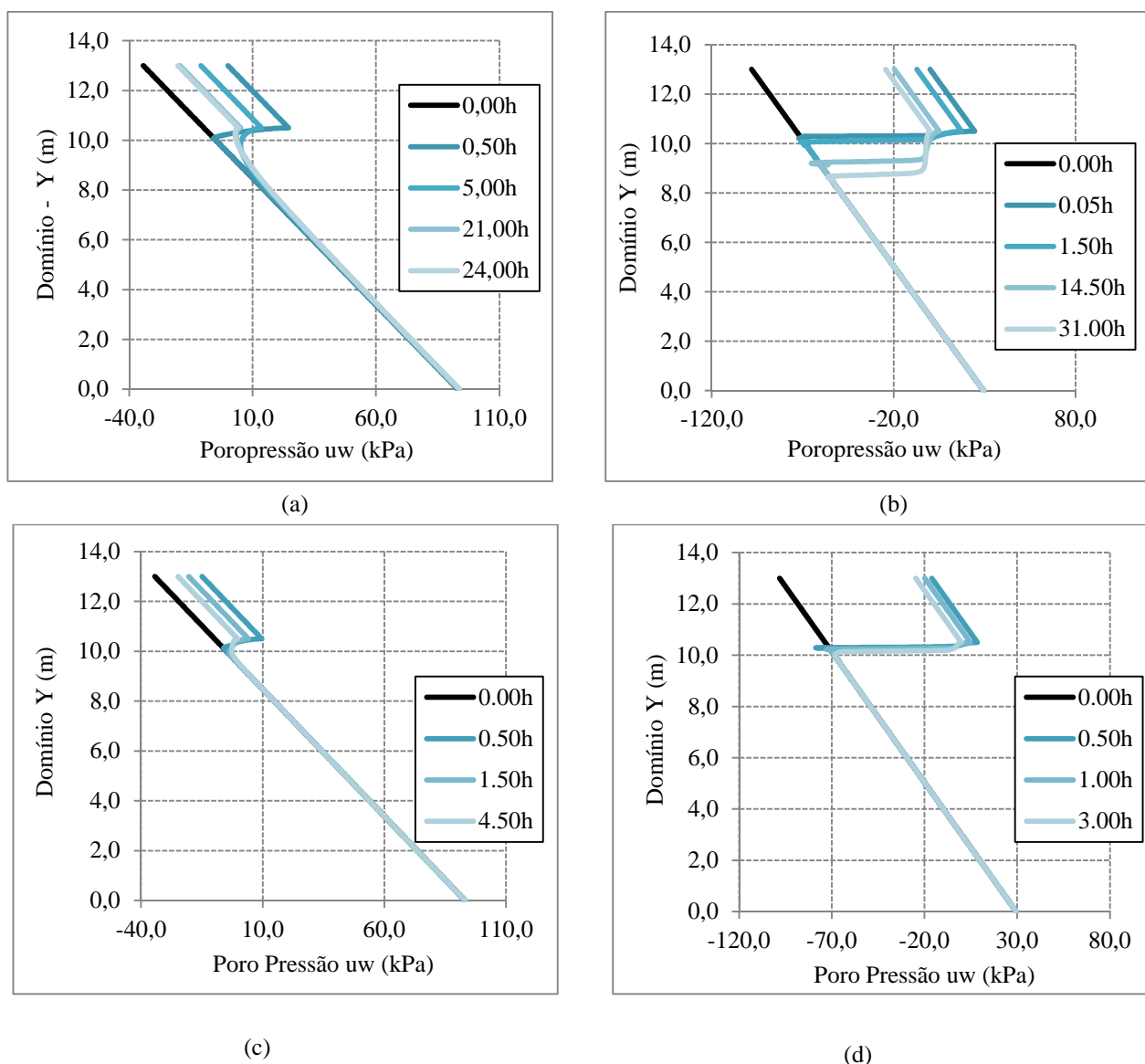


Figura 6.14 - Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.

Embora a infiltração do poço piloto tenha sido muito maior do que a infiltração do poço grande o comportamento em relação ao avanço das poropressões nos dois casos foi semelhante, considerando os tempos máximos para a infiltração do poço piloto.

6.2.3 CE - II - SOLO RESIDUAL DE MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO, POÇO GRANDE

A Figura 6.15 apresenta a variação da coluna d'água no poço do CE-II considerando os dados de ensaio de campo e os níveis do N.A. raso e profundo. Comparando as duas simulações com

os resultados dos ensaios de campo, tomando por base o tempo de infiltração do campo (2 horas) verificou-se que enquanto no ensaio de campo a lâmina d'água residual no poço foi de 6 cm, de acordo com as análises numéricas as lâminas d'água ficaram com aproximadamente 40 cm. O processo de infiltração em campo apresentou a queda inicial da infiltração mais suave do que nas duas simulações. Considerando as duas simulações a água residual para os dois casos, de acordo com o tempo de infiltração para o N.A. profundo foi de apenas 10 cm, a infiltração para o caso do N.A. raso ocorreu com um tempo maior. Os detalhes do rebaixamento da água no poço para os três processos são apresentados na Figura 6.15. A simulação, nesse caso, aproximou menos do teste em campo do que no caso anterior, CE-I. Deve-se, no entanto, reconhecer que o modelo numérico foi capaz de reproduzir de forma geral a curva de campo, notadamente o primeiro trecho, onde ocorre rápida queda do nível de água do poço.

A pequena diferença entre as curvas de infiltração com NA raso e profundo podem ser compreendidas examinando as amplitudes de sucção inicial e os conteúdos de água correspondentes. A curva característica do solo do CE-II é bimodal, estando o conteúdo volumétrico de água inicial no patamar entre os micro e macroporos. Desta forma, é pequena a diferença entre a quantidade inicial de água armazenada no solo com o NA raso ou profundo. Portanto, é correto afirmar que não se espera significante alterações de desempenho de poços instalados nesse tipo de solo ao longo do ano. Na época do monitoramento em campo, considerado na figura foi para o N.A de 12,20m, registrado em janeiro de 2009.

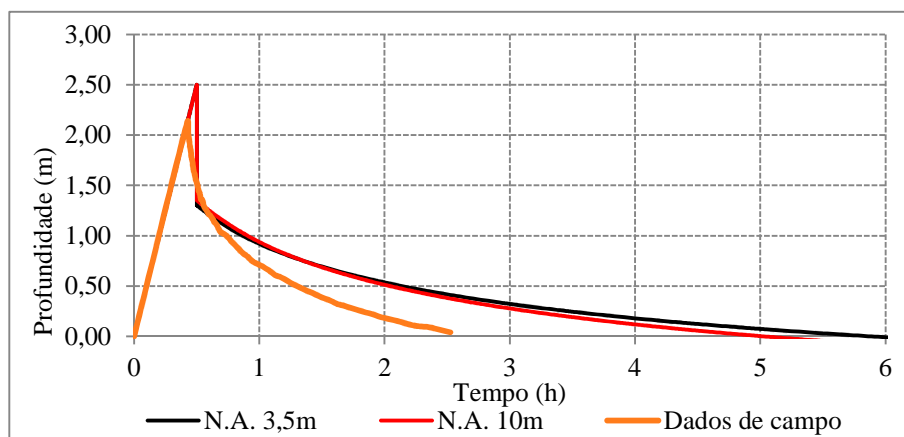


Figura 6.15 – Variação da coluna d'água no poço para a análise numérica com NA raso e NA profundo, durante o processo de infiltração do poço no CE-II.

Analisando a distribuição de poropressão ao redor, verificou-se novamente que, do ponto de vista da distribuição de pressão para o N.A. profundo, Figura 6.16(b) a redistribuição foi mais pronunciada do que para o N.A. raso, Figura 6.16(a), ocorreu tanto para o caso do poço grande como para o caso do poço piloto. Pode-se também verificar que a área de influência do poço é de aproximadamente 2 m a partir do seu eixo central. Do ponto de vista de obras de fundações, contenções e outras estruturas fora desta área de influência podem ser consideradas não afetadas pela presença do poço. Deve-se, no entanto, reconhecer que o processo de infiltração pode se dar ao longo de repetidos ciclos, que podem eventualmente ampliar a zona de influência do poço. Análises de ciclos de infiltração serão apresentadas mais à frente.

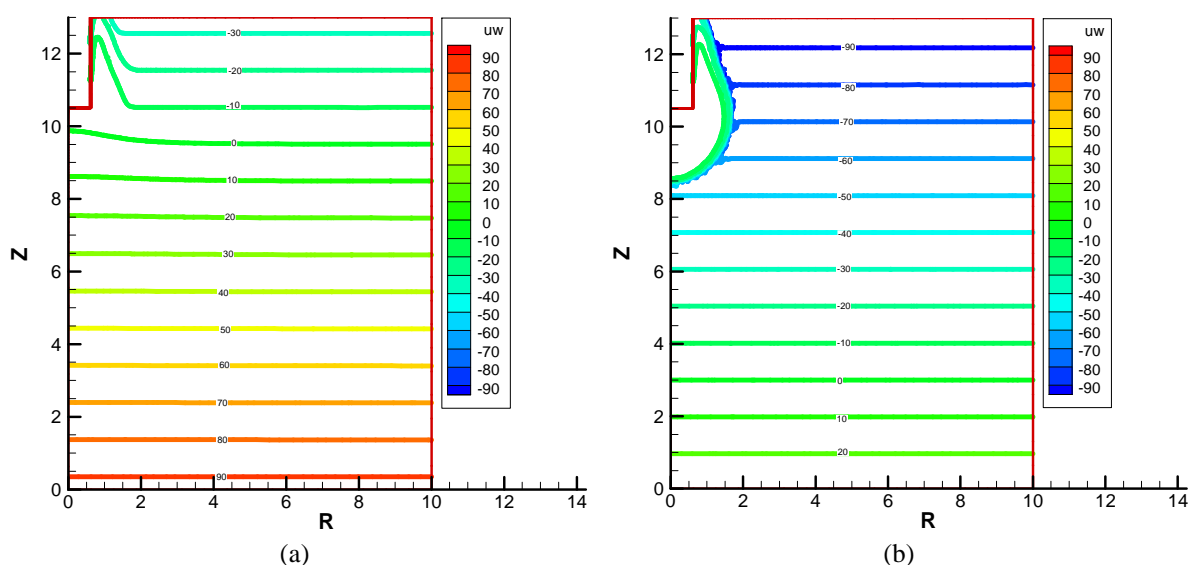


Figura 6.16 – Distribuição final da poropressão durante o processo de infiltração do CE-II para o poço grande NA raso e NA profundo.

6.2.4 CAMPO EXPERIMENTAL II – SOLO RESIDUAL DE MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO, POÇO PILOTO

Para o poço piloto do CE-II com o N.A. raso houve pouca alteração na distribuição final das poropressões a exemplo do CE-I e para o N.A. profundo houve uma distribuição de poropressões a exemplo do CE-I mas com um bulbo menor, no primeiro caso (CE-I) o perfil do solo é característico de maior capacidade de retenção de água no solo. Guardadas proporções o poço grande e piloto apresentaram comportamento semelhante.

Comparando a distribuição de poropressão do poço grande com o poço piloto conclui-se para o poço piloto com N.A. raso conforme Figura 6.17(c), o avanço da poropressão apresentou

comportamento semelhante à mesma condição do poço grande mas registrou um menor avanço. Para o N.A. profundo como mostra a Figura 6.17(b) e (d), o comportamento dos dois poços foi semelhante considerando o menor tempo de infiltração, poço piloto.

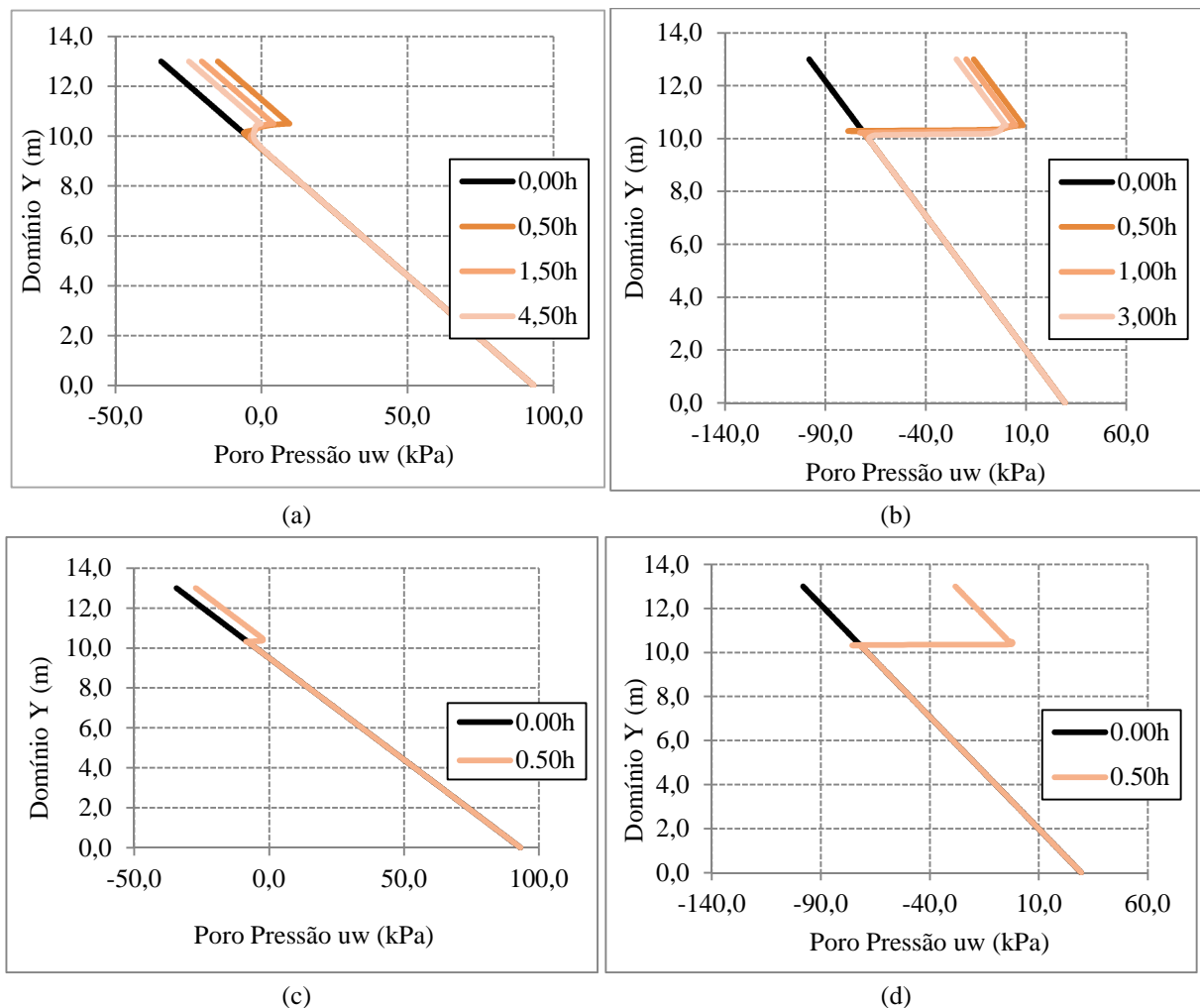


Figura 6.17 - Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.

6.2.5 CAMPO EXPERIMENTAL III – SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO, POÇO GRANDE

Na Figura 6.18 é apresentada a variação do N.A. no poço considerando os dados de campo, o N.A. raso e o N.A. profundo. Pode ser observada significativa diferença entre as curvas de infiltração para o poço no caso N.A. raso e N.A. profundo. A interpretação de tais diferenças é semelhante à interpretação apresentada para o CE-II. No presente caso, existem importantes diferenças entre o conteúdo volumétrico de água inicial armazenado quando o NA é raso ou

profundo. Verifica-se tal variação pela posição do trecho de drenagem principal da CCSA. Desta forma, pode-se afirmar que poços instalados neste tipo de solo possuem desempenho que varia significativamente ao longo do ano.

Analisando o tempo de infiltração do N.A. profundo, onde o processo foi mais rápido do que no caso do N.A. raso, verificou-se uma diferença de 1,5 m. No caso dos dados de campo o processo foi ainda mais lento. Ao contrário dos casos anteriores o processo de campo demandou mais tempo de infiltração do que as simulações nos dois casos N.A. raso e N.A. profundo. A diferença entre os resultados das análises numéricas e os resultados de campo pode ser atribuída, dentre outros fatores, às condições iniciais de campo que não correspondem às condições adotadas nas simulações. O ensaio de infiltração aqui apresentado foi realizado no mês de fevereiro, período chuvoso com N.A. igual a 5,27m.

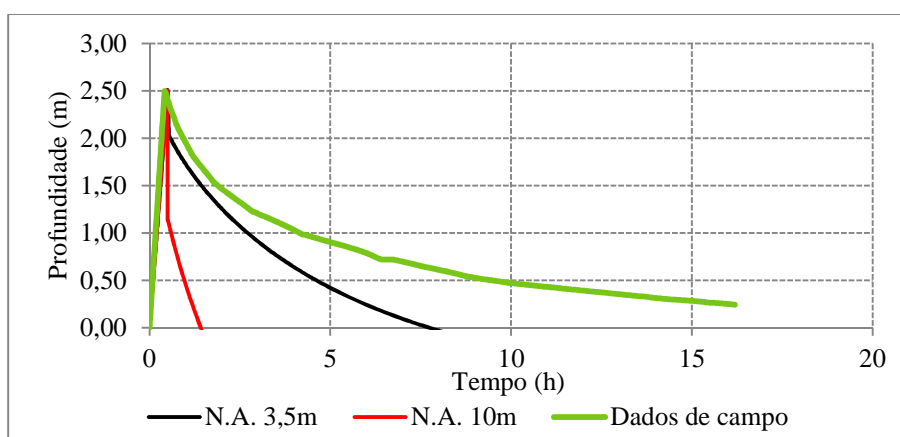


Figura 6.18 – Variação da coluna d'água no poço para a análise numérica com N.A. raso e N.A. profundo, durante o processo de infiltração do CE-III.

A distribuição da poropressão para o N.A. raso com tempo de simulação igual 24 horas observou-se o desenvolvimento das poropressões que variaram como mostra a Figura 6.19(a). Observa-se novamente o desenvolvimento de um bulbo de infiltração. Depois de 1,0h o bulbo começa a se desfazer (Figura 6.19(b)). Após 8,0 horas o processo de dissipação das poropressões e redistribuição da água infiltrada já está avançado, conforme apresentado na Figura 6.19(c) e (d). Pode-se verificar também uma elevação máxima do nível do lençol freático de aproximadamente 0,5 m. A óbvia existência de comunicação entre a água infiltrada e o lençol pode ser claramente observada. Conforme sublinhado anteriormente, a distância entre o nível do lençol e o fundo do poço não pode ser considerado como garantia de proteção à qualidade da água do lençol.

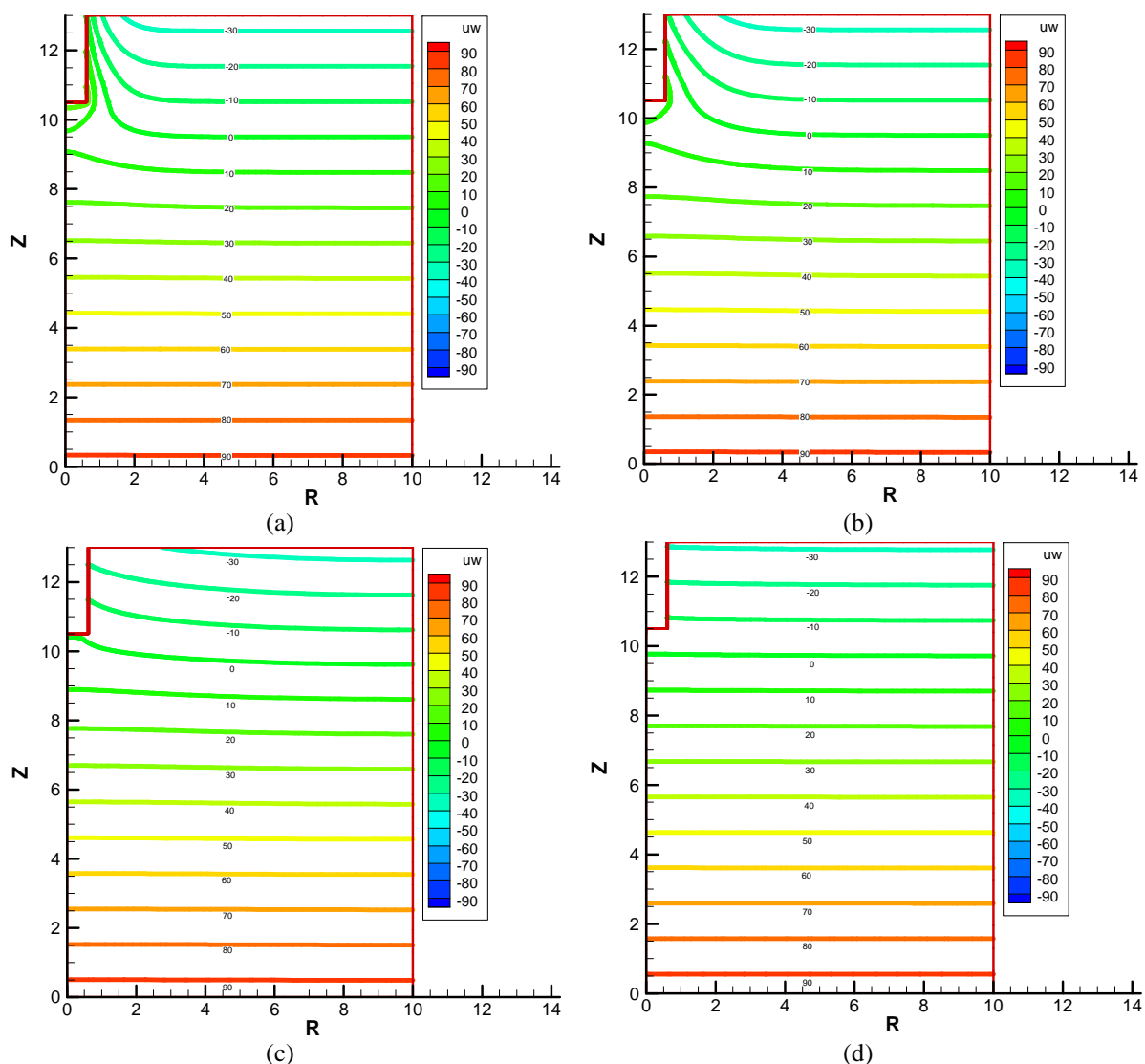


Figura 6.19 - Distribuição de poropressão(kPa) do poço grande do CE III com N.A raso para os tempos: (a) 0,5 h; (b) 1,0 h; (c) 8,0 h; (d) final do processo.

Para o NA profundo o tempo de simulação durou 24 horas, inicialmente a variação da poropressão máxima na superfície varia de 90 para 70 kPa no fundo do poço e junto às paredes e fundo do poço desenvolveu poropressão neutra decorrido as primeira 0,5h e pressões negativas desenvolveram radialmente até 2,0 m e o bulbo se expande desfazendo-se no final do processo. No final de 4 horas de ensaio são desenvolvidas poropressões que variam de 20kPa no fundo do poço até 40 kPa na superfície desse. As poropressões vão se avançando até a superfície provocando um ressecamento dessa.

Nesse caso (CE-III) o bulbo rapidamente se desfaz ao contrário dos perfil anteriores (CE-I e CE-II) para o caso do NA profundo. Característica do perfil mais ressecado conforme

constatado anteriormente. A evolução da simulação do processo pode ser observada pela Figura 6.20 nos itens (a), (b), (c) e (d). Nesse caso no final do processo junto as paredes e fundo do poço já apresenta uma poropressão igual a 30 kPa. Observou-se também que houve uma alteração das pressões positivas até a profundidade máxima do domínio, 13 m com elevação da pressão positiva de 30 kPa em aproximadamente 15 cm.

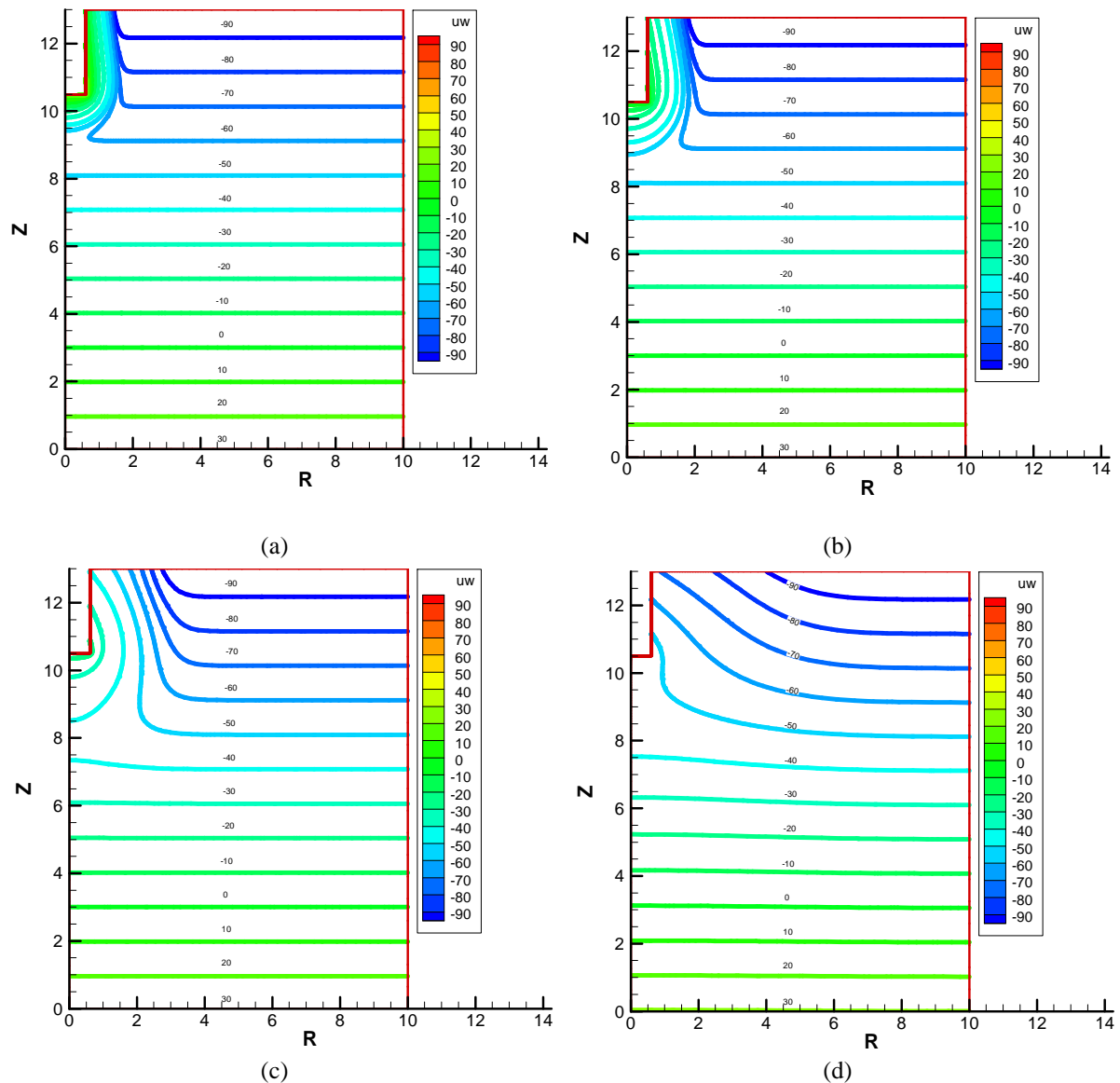


Figura 6.20 – Distribuição de poropressão(kPa) do poço grande do CE III com N.A profundo para os tempos: (a) 0,5 h; (b) 1,0 h; (c) 4,0 h; (d) final do processo.

A configuração final das poropressões para os NA raso e profundo no caso do CE-III mostrou uma tendência para retornar à condição inicial sendo mais acentuado no caso do N.A. raso.

6.2.6 CAMPO EXPERIMENTAL III – SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO, POÇO PILOTO

O poço piloto nesse campo apresentou as mesmas características apresentadas no poço grande. Para o N.A. raso o desenvolvimento das porpressões no início do processo (0,1 horas ou 6 minutos) ficou bastante semelhante aos casos anteriores, nas mesmas condições como mostra a Figura 6.21(a). No entanto depois desse tempo, houve a evolução do processo fazendo o perfil retornar à condição inicial como mostra a Figura 6.21(b) e (c).

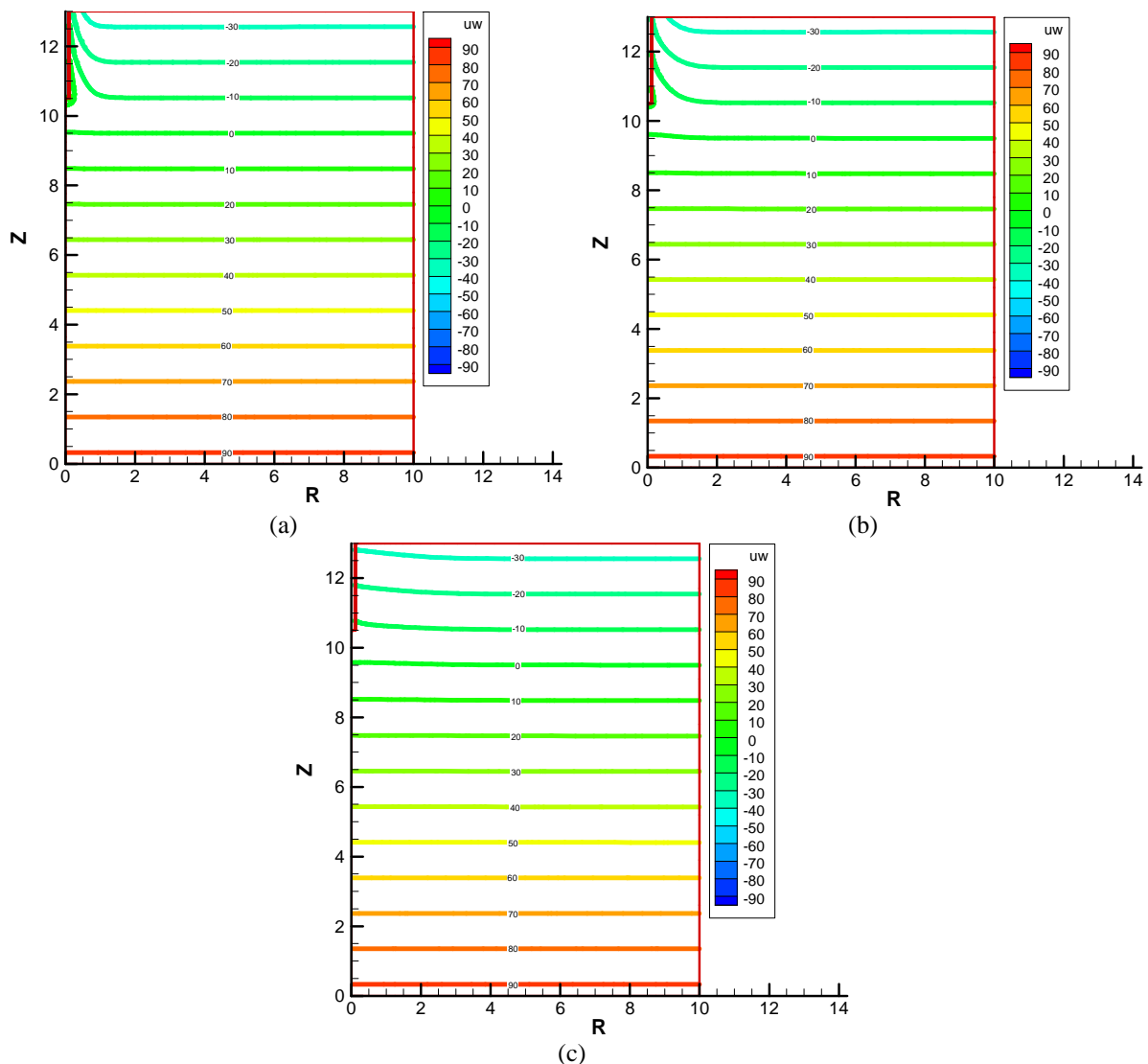


Figura 6.21 - Distribuição de porpressão(kPa) do poço piloto do CE III com N.A raso para os tempos: (a) 0,1 h; (b) 0,2 h; (c) final do processo.

No caso do NA profundo o poço piloto do CE-III apresentou alteração ao longo da parede e fundo do poço, concentrando pressões neutra na porção mais inferior do poço como mostra a

Figura 6.22(a). Observando a superfície é possível verificar que houve o ressecamento no entorno das paredes do poço como mostra a Figura 6.22 (b). No desenvolver do processo esse poço apresentou comportamento semelhante ao poço grande, no entanto o bulbo de infiltração se desfaz mais lentamente do que no poço grande como mostra a Figura 6.22 (c).

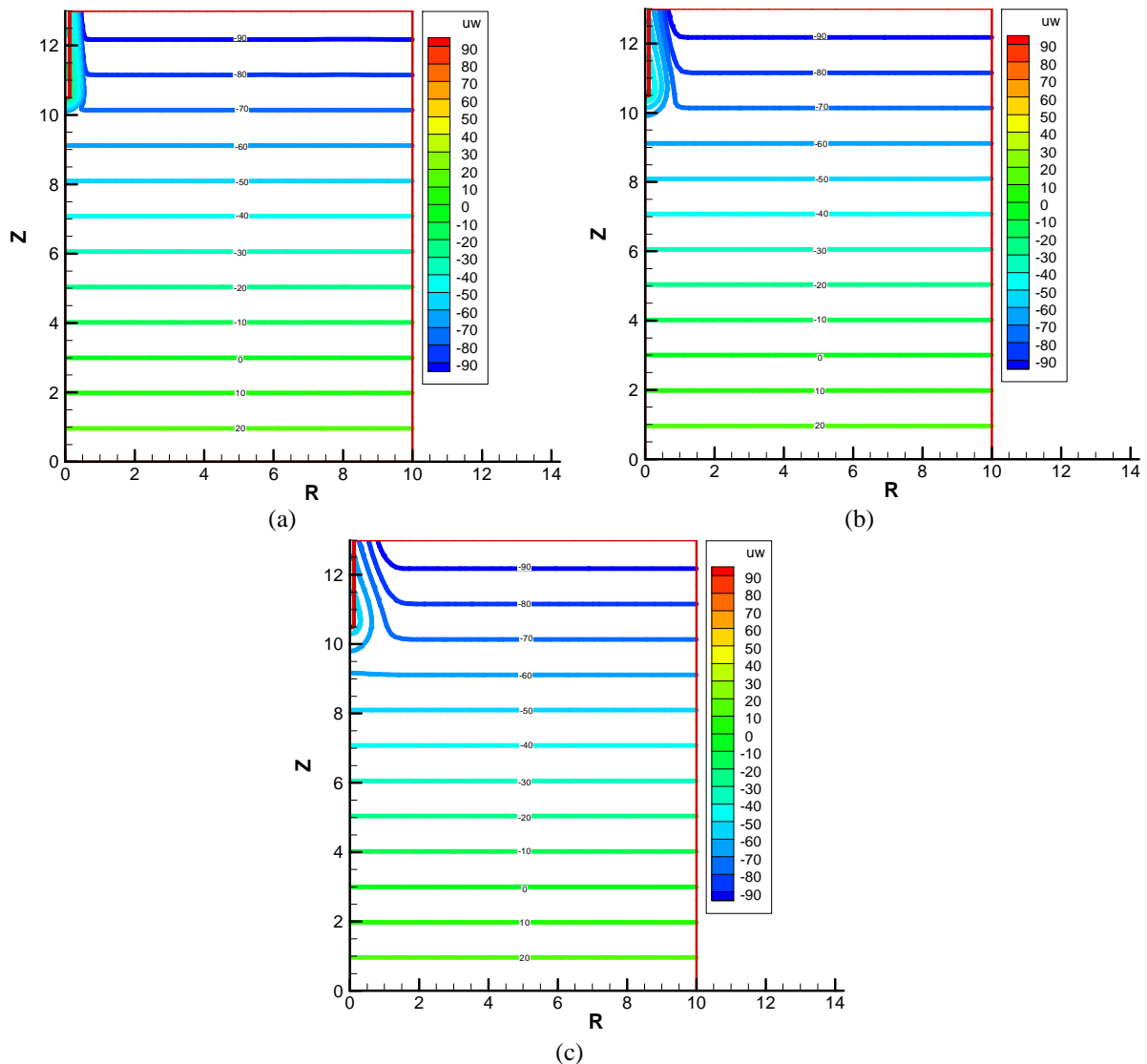


Figura 6.22 - Distribuição de poropressão(kPa) do poço piloto do CE III com N.A profundo para os tempos: (a) 0,1 h; (b) 0,4 h; (c) final do processo.

Comparando o desenvolvimento das poropressões do poço grande e poço piloto do CE-III observou-se para o N.A. raso as pressões desenvolvidas nos tempos de 0,5 hora para o poço grande corresponde à pressão de aproximadamente 15 minutos do poço piloto o mesmo ocorreu com as poropressões desenvolvidas para os tempo de 2,0 horas para o poço grande e de 20 minutos para o poço piloto como mostra a Figura 6.23(a) e (c). Para o N.A. profundo o poço

grande desenvolveu entre o início e o fim do processo uma poropressão de 40 kPa enquanto o poço piloto desenvolveu entre o início e fim do processo uma poropressão de aproximadamente 50 kPa como mostra a Figura 6.23(b) e (d). Verificando que para o NA profundo há maior sensibilidade na variação das poropressões tanto para o poço grande como para o poço piloto.

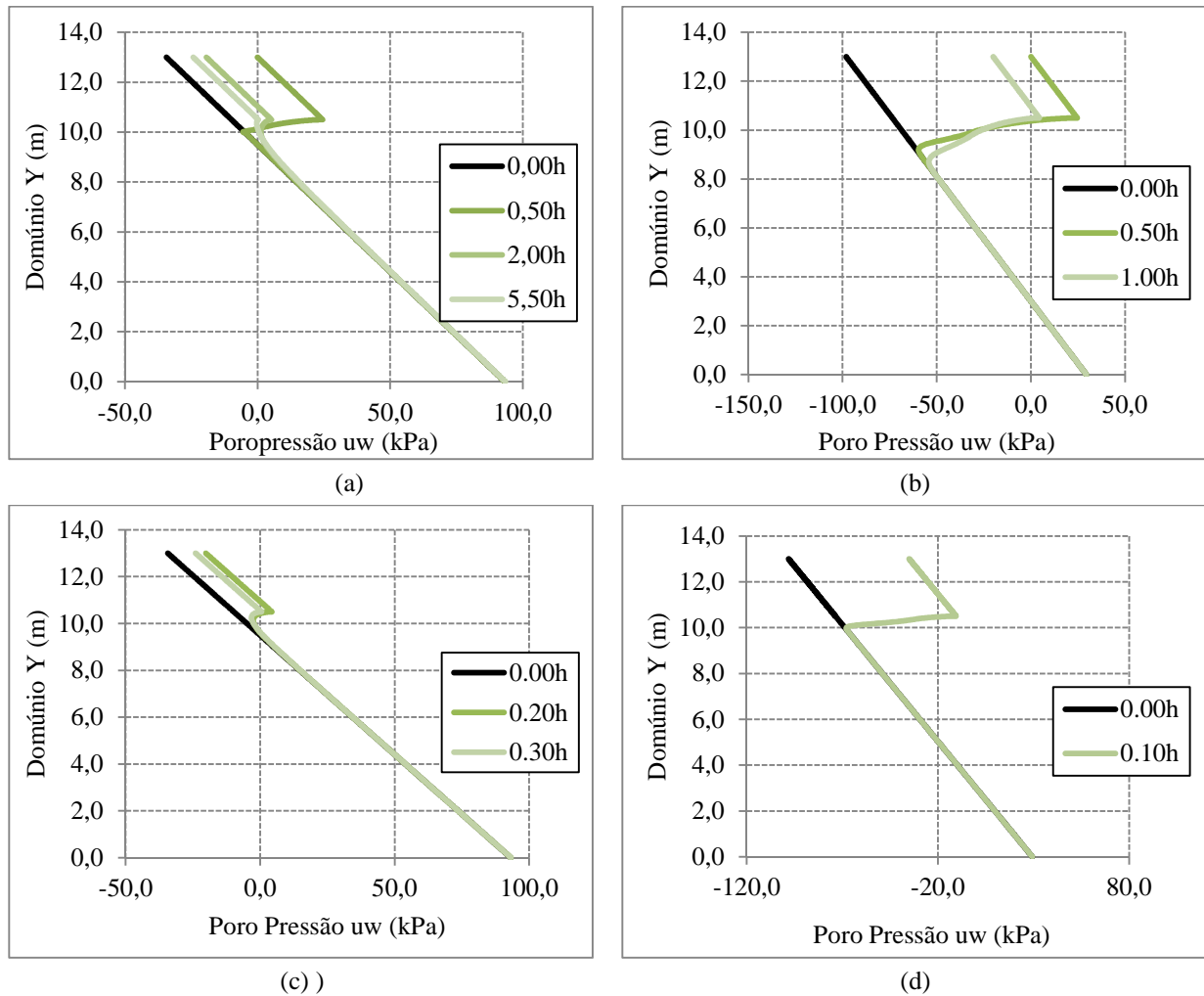


Figura 6.23 – Distribuição da poropressão final para o poço grande e piloto em (a) poço grande N.A. raso, (b) poço grande N.A. profundo, (c) poço piloto para N.A. raso e em (d) poço piloto N.A. profundo.

Entre os três campos experimentais o poço piloto apresentou comportamento semelhante ao poço grande. No caso do perfil que apresentou maior capacidade de infiltração, CE-II, o poço piloto foi insensível à variação da poropressão tanto para o NA raso como para o NA profundo, no final do processo.

6.3 SENSIBILIDADE DO DESEMPENHO DOS POÇOS À VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DO SOLO

Nessa seção são apresentadas as análises de sensibilidade do desempenho aplicadas aos poços de infiltração consideradas as mesmas configurações utilizadas anteriormente. As análises de sensibilidade apresentadas nessa tese indicam o impacto causado pela variabilidade das propriedades do solo e nível do lençol freático na variabilidade do desempenho do poço de infiltração. O parâmetro de desempenho adotado para a análise de sensibilidade foi o tempo necessário para infiltrar de 80% do volume de água no poço, tempo satisfatório para análise do poço.

O resumo dos resultados de todas as análises, representados pelo tempo para que cada parâmetro atinja 80% de infiltração, são apresentados na Tabela 6.6. São apresentados os valores médios dos parâmetros (V.M.), a variabilidade de cada propriedade, para mais e para menos, e as variações do lençol freático (raso e profundo) considerando os três campos experimentais. Nas figuras apresentadas a seguir, referentes à variação do nível d'água no poço em relação ao tempo, a linha pontilhada horizontal indica a profundidade 0,5 m que corresponde à profundidade no poço onde ocorre 80% de infiltração (Figuras 6.28 e 6.29 para o CE-I, Figuras 6.32 e 6.33 para o CE-II e 6.36 e 6.37 para o CE-III).

Tabela 6.6 – Tempo gasto para cada parâmetro alcançar o desempenho de 80% de infiltração de acordo com as propriedades de cada campo experimental. (CE-I, CE-II e CE-III).

CE-I com N.A. raso (3,5 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	21,5	21,0	16,5	11,0	3,1	23,0	24,5	16,5	157,0
CE-I com N.A. profundo (10,0 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	14,9	13,7	9,3	11,0	2,3	15,5	15,2	16,5	107,4
CE-II com N.A. raso (3,5 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	2,1	2,0	1,7	2,1	0,5	2,4	2,5	2,5	11,5
CE-II com N.A. profundo (10,0 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	2,0	1,90	1,3	0,5	0,5	2,2	0,5	2,1	10,1
CE-III com N.A. raso (3,5 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	4,5	4,5	5,2	4,5	0,8	4,7	4,2	4,7	28,0
CE-III com N.A. profundo (10,0 m)									
Parâmetro	V.M.	N ⁺	Ψ_{b1}^+	$\lambda d1^+$	K_{sat}^+	N ⁻	Ψ_{b1}^-	$\lambda d1^-$	k_{sat}^-
Tempo gasto (h)	4,5	4,5	5,2	4,5	0,8	4,7	4,2	4,7	28,0

6.3.1 CAMPO EXPERIMENTAL I - SOLO GRANULÍTICO

Curvas de infiltração para os diversos cenários de variação dos parâmetros do solo são apresentadas na Figura 6.24 para o N.A. raso e na Figura 6.25 para o N.A. profundo. Para o N.A. raso o parâmetro que apresenta maior impacto do desempenho do poço é a permeabilidade saturada, k_{sat} . Comparando com os dados médios, o tempo de 80% de infiltração para uma permeabilidade superior foi reduzido para pouco mais de 3 horas para o caso do N.A. raso e 2,3 horas para o N.A. profundo.

Para o N.A. raso, em segundo lugar ficou a inclinação da curva (λ_{d1}), cujo valor mais alto reduziu o tempo de infiltração para 10 horas. No caso do N.A. profundo, em segundo lugar ficou o valor de entrada de ar, reduzindo a infiltração para 9,30 horas, seguido da inclinação da curva característica (λ_{d1}^+) que reduziu para 11 horas o tempo de infiltração. Outros dois parâmetros que tiveram alguma influência na capacidade de infiltração, mas com menor intensidade foram o valor de entrada de ar (ψ_{b1}^+) e para menos da inclinação da curva (λ_{d1}^-). Esses parâmetros reduziram o tempo de infiltração para 16,2 horas para o N.A. raso e para o N.A. profundo os outros parâmetros não tiveram influência significativa no tempo de infiltração do poço. Os parâmetros que alteraram para menos o tempo de infiltração tiveram influência sobre as demais propriedades no evento de infiltração da água no solo.

A variabilidade da porosidade teve pouca influência na variabilidade do tempo de infiltração, tanto o valor acrescido como o valor reduzido para os dois casos. Por outro lado o parâmetro que mais influenciou negativamente à infiltração foi k_{sat}^- com tempo necessário muito superior ao tempo de processamento da simulação, tanto para o N.A. raso como para o N.A. profundo.

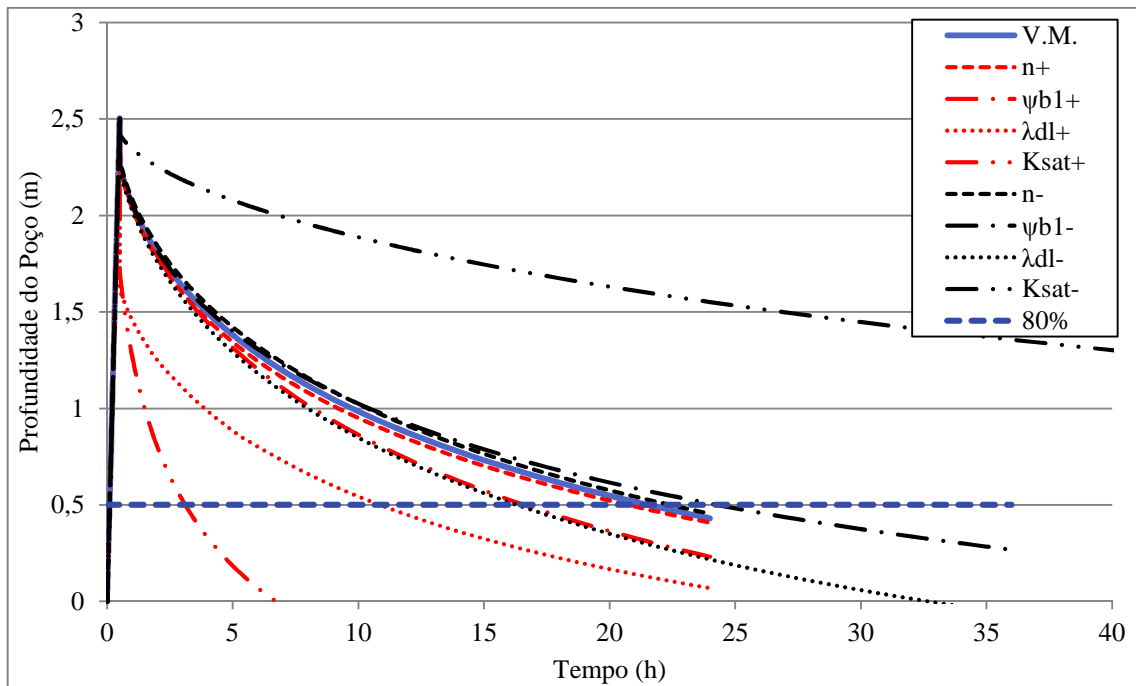


Figura 6.24 – Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-I.

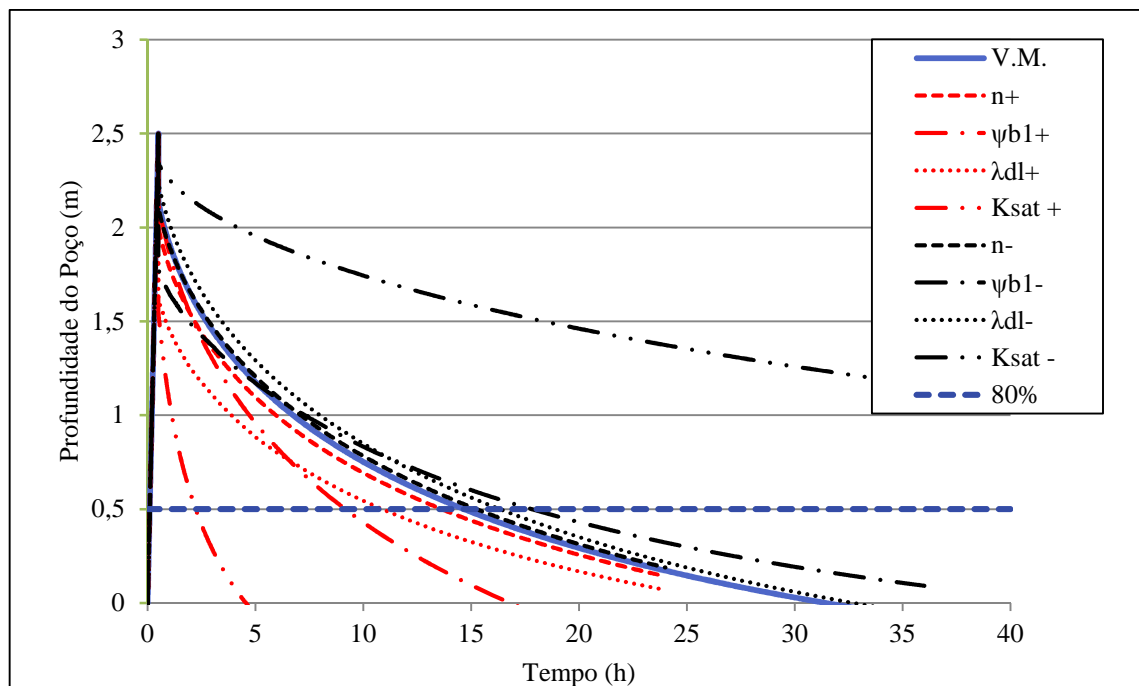


Figura 6.25 - Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-I.

A Figura 6.26 apresenta os diagramas tornados obtidos para o CE-I. Todos os diagramas mostram que a condutividade hidráulica saturada foi a propriedades que mais causou impacto

no tempo de infiltração. O valor de entrada de ar e a inclinação da curva característica podem ser consideradas propriedades cuja variabilidade tem importância secundária.

Quando as propriedades são correlacionadas, caso do diagrama evento probabilístico, o impacto das demais propriedades, excluída a permeabilidade saturada (k_{sat}) são semelhantes como apresentados nas Figura 6.26(a) e (c) para o evento determinístico. De modo geral os diagramas referentes aos parâmetros de desempenho de 80% do tempo de infiltração mostraram que quanto maior for o tempo gasto para a infiltração, maior será o impacto causado pela variabilidade da propriedade, isso ocorre pela redução natural da água no poço em relação ao tempo mesmo para os valores médios.

É importante ressaltar que os diagramas tornado probabilísticos indicam que caso a incerteza relativa à permeabilidade saturada seja completamente removida, a amplitude de tempos de infiltração possível é significativamente reduzida, isso pode ser observado nas Figura 6.26(b) e (d) de eventos probabilístico.

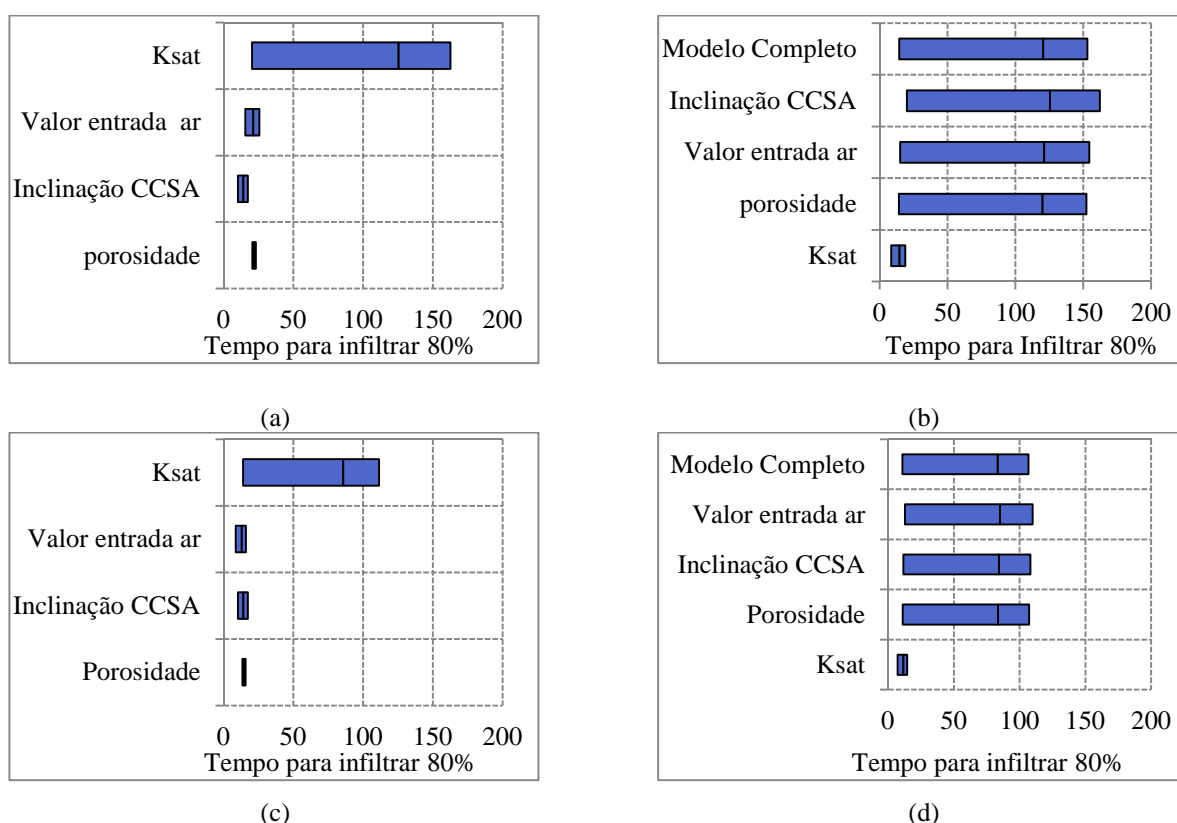


Figura 6.26 - Diagramas tornado para o CE-I: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.

6.3.2 CAMPO EXPERIMENTAL II - SOLO MICAXISTO ALTAMENTE INTEMPERIZADO

Analisando os resultados do CE-II, nesse caso a sensibilidade dos parâmetros utilizando as variabilidades representadas pelas curvas de nível d'água no poço e a sensibilidade dos parâmetros utilizando os diagramas tornados pode-se que a exemplo do caso anterior a permeabilidade saturada é o parâmetro que causou maior impacto no tempo de infiltração do poço tanto para o N.A. raso como N.A. profundo como mostram as Figura 6.27 e Figura 6.28.

Seguido do valor de entrada (parâmetro da CCSA) de para os dois casos com influência indireta na permeabilidade visto que a variação desse provoca variação na função de permeabilidade do solo. Para o caso do N.A. raso o segundo parâmetro que influenciou no tempo de infiltração do poço foi o valor de entrada de ar, nota-se que o impacto dessa variável decresce com o tempo. E no caso do N.A. profundo o impacto do valor de entrada de ar e da inclinação da curva na CCSA tiveram impacto semelhante.

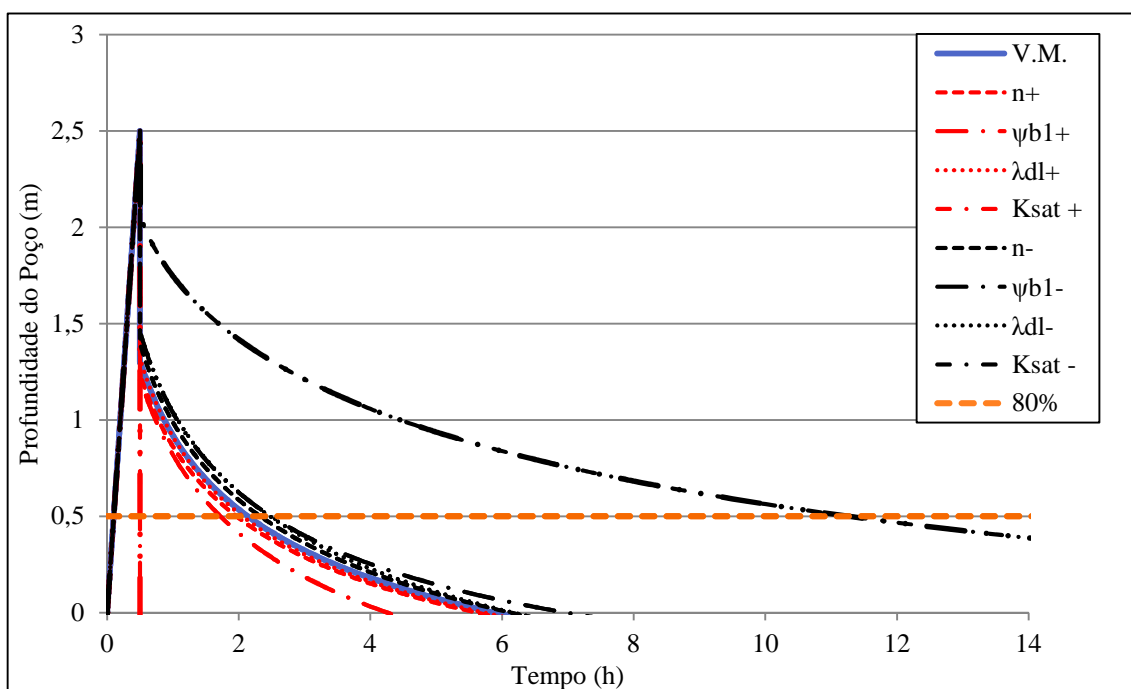


Figura 6.27 - Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-II.

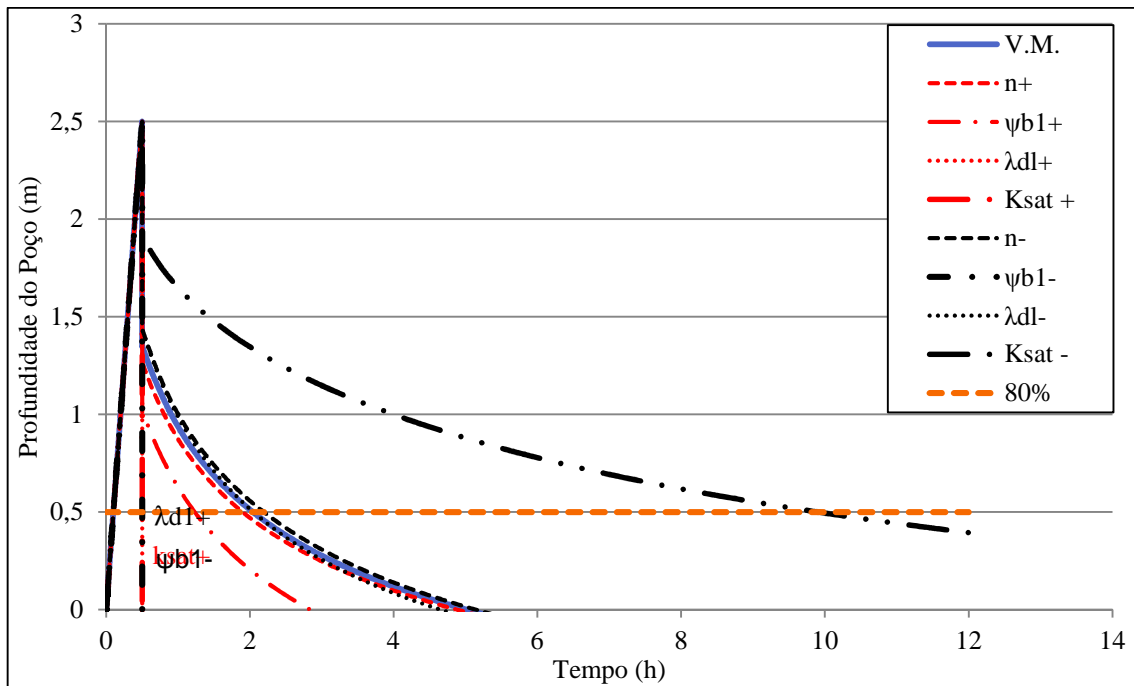


Figura 6.28 - Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-II.

No caso do CE-II para o N.A. raso e N.A. profundo os dois diagramas (eventos determinístico e probabilístico) mostram que a permeabilidade saturada foi o parâmetro que causou maior impacto ao tempo de infiltração da água no poço como pode ser observado na Figura 6.29 (a) e (c).

No caso do N.A. profundo de acordo com os diagramas tornados de eventos determinísticos e probabilísticos, analisando os demais parâmetros observa-se que o valor de entrada de ar para o evento determinístico é o parâmetro mais impactante depois da permeabilidade saturada e o parâmetro com menor influência é a porosidade. Para o evento probabilístico a permeabilidade apresentou novamente ser o parâmetro mais impactante mas nesse caso correlacionada com o valor de entrada de ar com pode ser observado nas Figura 6.29(b) e (d).

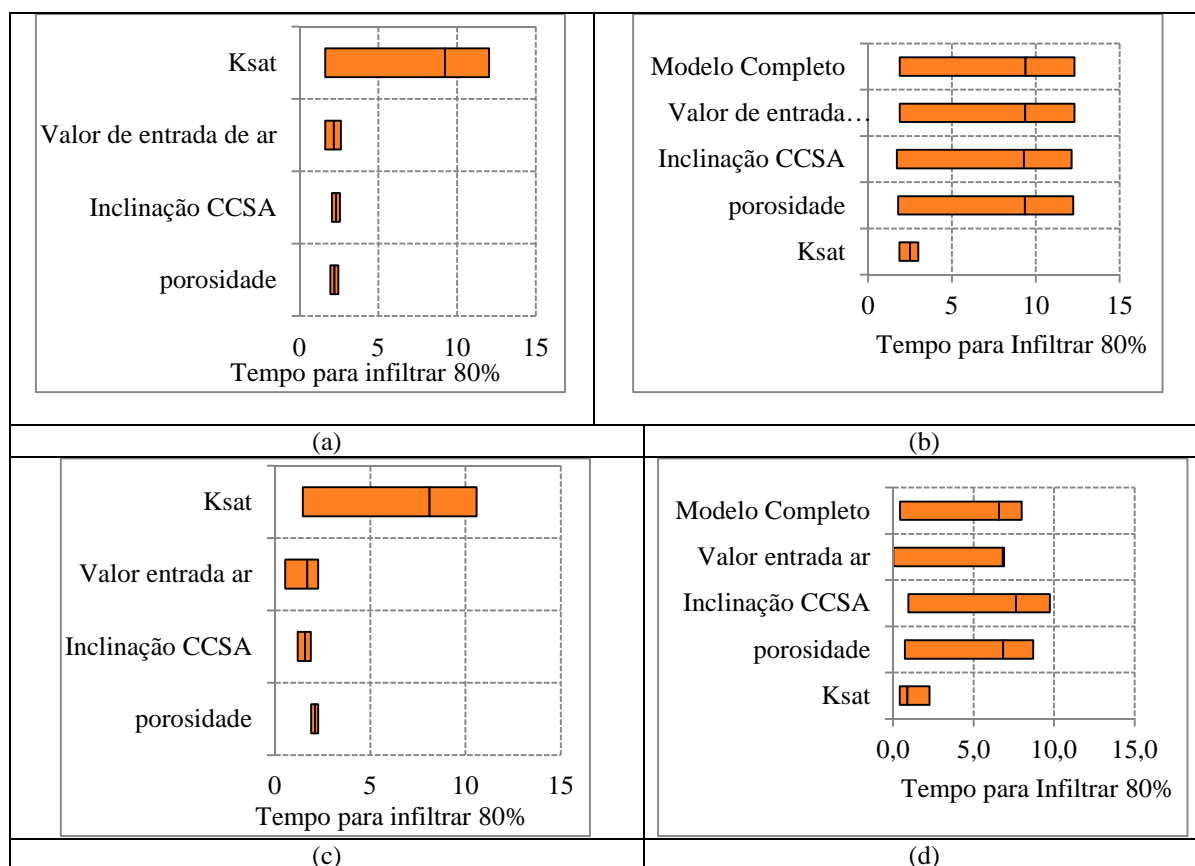


Figura 6.29–Diagramas tornado para o CE-II: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.

6.3.3 CAMPO EXPERIMENTAL III - SOLO RESIDUAL JOVEM DE MICAXISTO

Para o CE-III os resultados da sensibilidade dos parâmetros utilizando a variabilidades representadas pelas curvas de nível d'água no poço e a sensibilidade dos parâmetros, utilizando os diagramas tornados, são apresentados a seguir mostrando que tanto para o N.A. raso como para o N.A. profundo. Dentre todos os parâmetros a permeabilidade saturada foi o parâmetro que mais influenciou impactando o tempo de infiltração como pode ser observado na Figura 6.30, seguido pelo valor de entrada de ar que é o segundo parâmetro mais impactante causando impacto na permeabilidade não saturada do solo, caso do NA profundo como mostra a Figura 6.31.

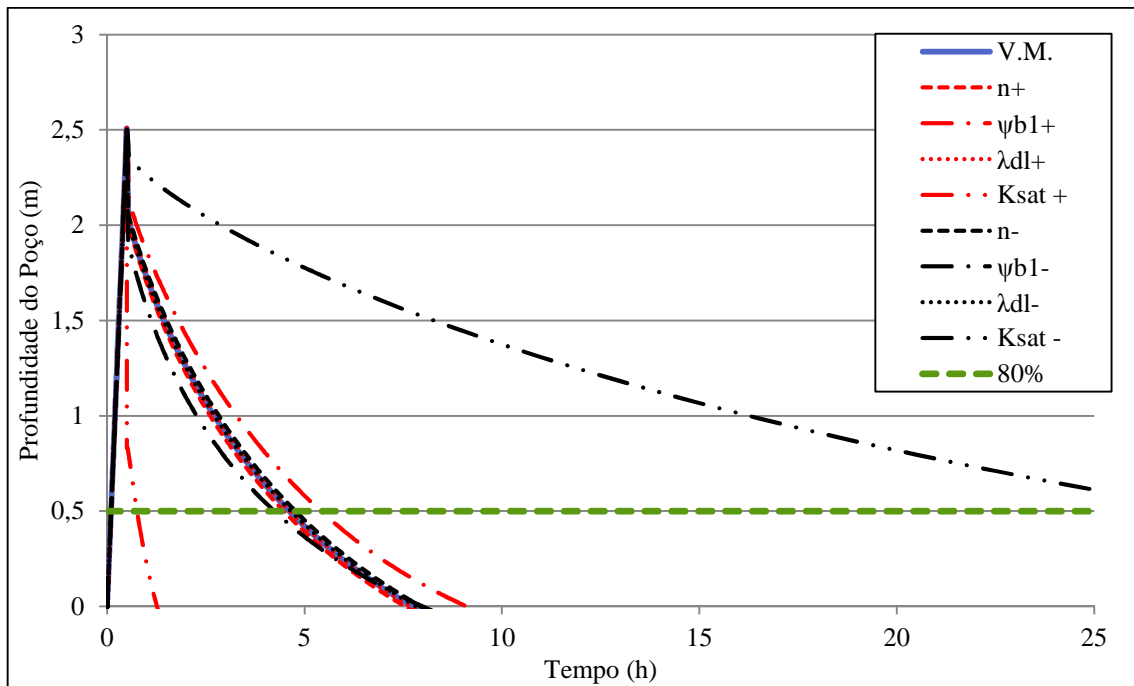


Figura 6.30 - Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. raso do CE-III.

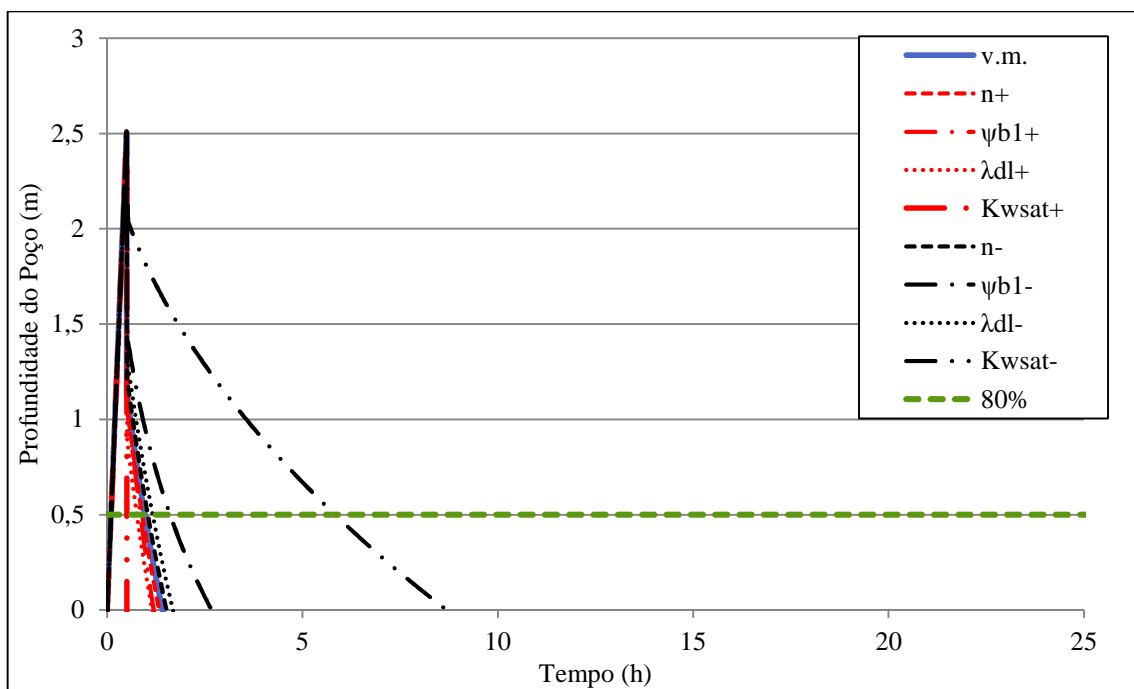


Figura 6.31- Variações da coluna d'água no poço, considerando a variabilidade de todos os parâmetros do solo para o N.A. profundo do CE-III.

Analisando os diagramas tornados de eventos determinísticos e probabilísticos para o CE-III dos N.A. raso e N.A. profundo, observou-se que nos dois casos a permeabilidade saturada, da

mesma forma que nos casos anteriores foi o parâmetro que mais impactou no tempo de infiltração do poço. A influência da permeabilidade não saturada representada pelo valor de entrada de ar nos dois casos foi mais importante no caso do N.A. profundo como mostra a Figura 6.32 (c) e com menor influência para o N.A. raso como mostras na Figura 6.32(a). Para o N.A. raso a inclinação da CCSA e a porosidade tiveram desempenho semelhantes e para o N.A. profundo. Nesse caso a inclinação da CCSA impactou mais do que a porosidade como mostra a Figura 6.32 (c).

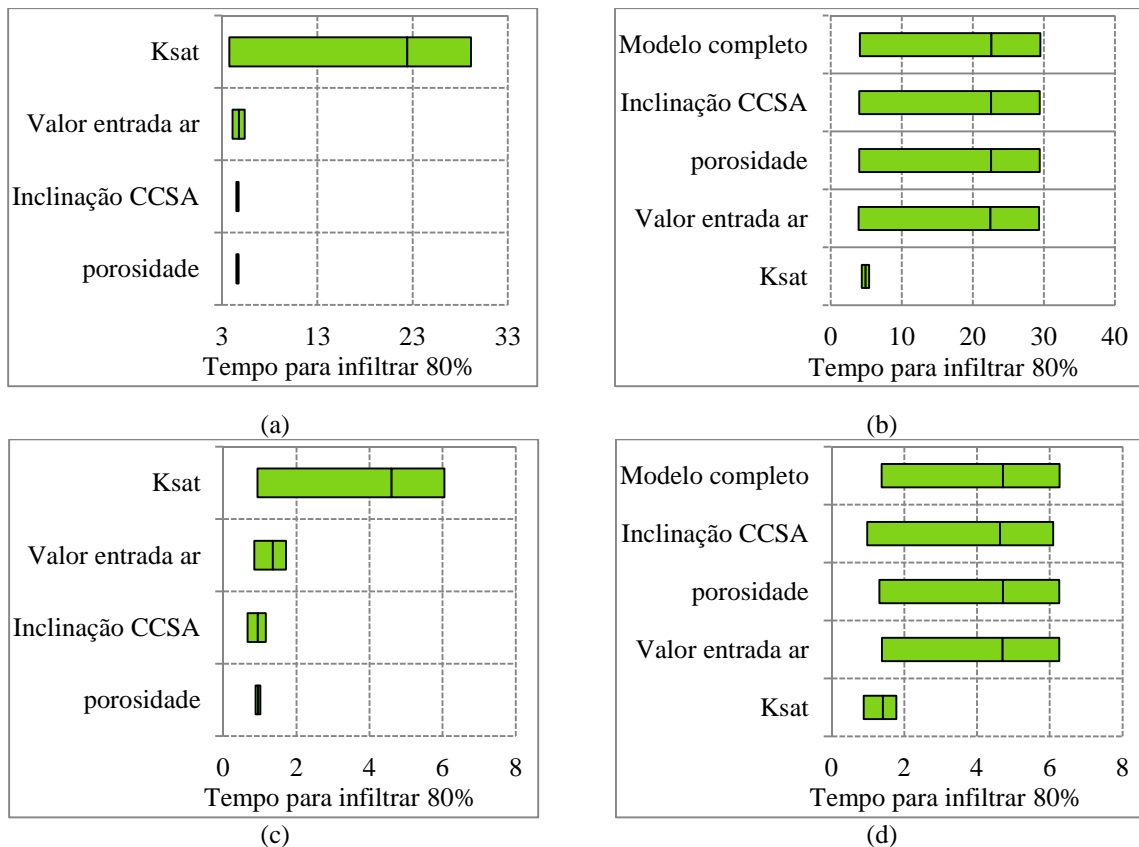


Figura 6.32–Diagramas tornado para o CE-III: (a) diagrama determinístico para N.A. raso, (b) diagrama probabilístico para N.A. raso, (c) diagrama determinístico para N.A. profundo e, (d) diagrama probabilístico para N.A. profundo.

De forma geral a permeabilidade saturada foi o parâmetro que mais impactou no tempo de infiltração dos solos, seguida pela permeabilidade não saturada, representada pelos parâmetros de valor de entrada de ar e inclinação pela CCSA, que mais impactou no tempo de infiltração do poço. A porosidade representou pouca influência no tempo de infiltração dos poços para qualquer um dos campos experimentais.

6.4 ANÁLISE DE POÇOS SUBMETIDOS A CICLO DE ENCHIMENTO

A condição de enchimento e posterior esvaziamento, causado pela infiltração, corresponde à condição de ensaio geralmente realizada em campo, sendo este um dos principais tipos de ensaios adotados nesta pesquisa. No entanto, durante seu funcionamento um poço de infiltração passa por seguidos ciclos de enchimento. A ocorrência de repetidos ciclos de enchimento pode resultar em redução da infiltração, conforme a quantidade de água armazenada no solo aumenta.

Para analisar o comportamento de poços submetidos a vários ciclos de enchimento e esvaziamento, foram realizadas simulações de dez ciclos de enchimentos, separados por períodos de infiltração de 48 cada. Cada ciclo simulado corresponde à uma análise semelhante àquelas apresentadas nas seções anteriores. O primeiro ciclo possui como condições iniciais uma distribuição hidrostática de poropressões, definida em função da profundidade do nível d'água. No entanto, a condição inicial do segundo ciclo corresponde às condições finais de poropressão do ciclo anterior, e assim por diante. As simulações foram realizadas para cada campo experimental, considerando os níveis de água iniciais raso e profundo mostrados na Figura 6.33 (a) para o N.A. raso e (b) para o N.A. profundo.

De acordo com a Figura 6.33 (b) são apresentadas as curvas de infiltração para os sucessivos ciclos de enchimento e infiltração para o CE-I. Para o caso do N.A. profundo, o 1º ciclo apresentou infiltração mais rápida, como esperado, mas nos ciclos seguintes houve certa redução da velocidade de infiltração do poço, sendo que a curva de infiltração do último ciclo com o NA inicial profundo se aproxima da curva de infiltração obtida no 1º ciclo considerando o raso.

Nesse caso comparando o primeiro e o último ciclo em relação a um tempo médio de 20 horas de infiltração, pode observar que entre o 1º ciclo (lâmina d'água final 32 cm) e o último (10º ciclo) com lâmina d'água final de 50 cm houve um aumento da lâmina d'água no poço de 18 cm como mostra a Figura 6.33(a). Comparando o caso do N.A. profundo, a Figura 6.33(b), entre o 1º e último ciclo observou-se que, para um tempo de 20 horas considerado, a lâmina d'água no poço variou de 55 cm para 87 cm no final do tempo considerado. De acordo com a figura para o solo em questão a realização de teste na estação seca ou chuvosa pode mostrar diferenças consideráveis se analisados vários ciclos de enchimento. Portanto a análise da taxa

de infiltração do poço por ciclos de enchimento pode avaliar com mais precisão o valor da taxa de infiltração. Na figura fica claro que a infiltração no tempo seco é mais eficiente do que no tempo chuvoso.

Os resultados obtidos com estas simulações permitem também uma avaliação a respeito da representatividade de ensaios *in-situ* em poço de infiltração. Observa-se claramente que um ensaio realizado em um único ciclo de enchimento pode não representar o comportamento do poço quando sujeito a condições mais realistas, de ciclos ocorridos em sucessivos dias de chuva. Recomendações frequentemente encontradas na literatura que sugerem a realização de ensaio com pré-inundação, também não seria representativo, uma vez que não reproduz um grande número de enchimentos sucessivos.

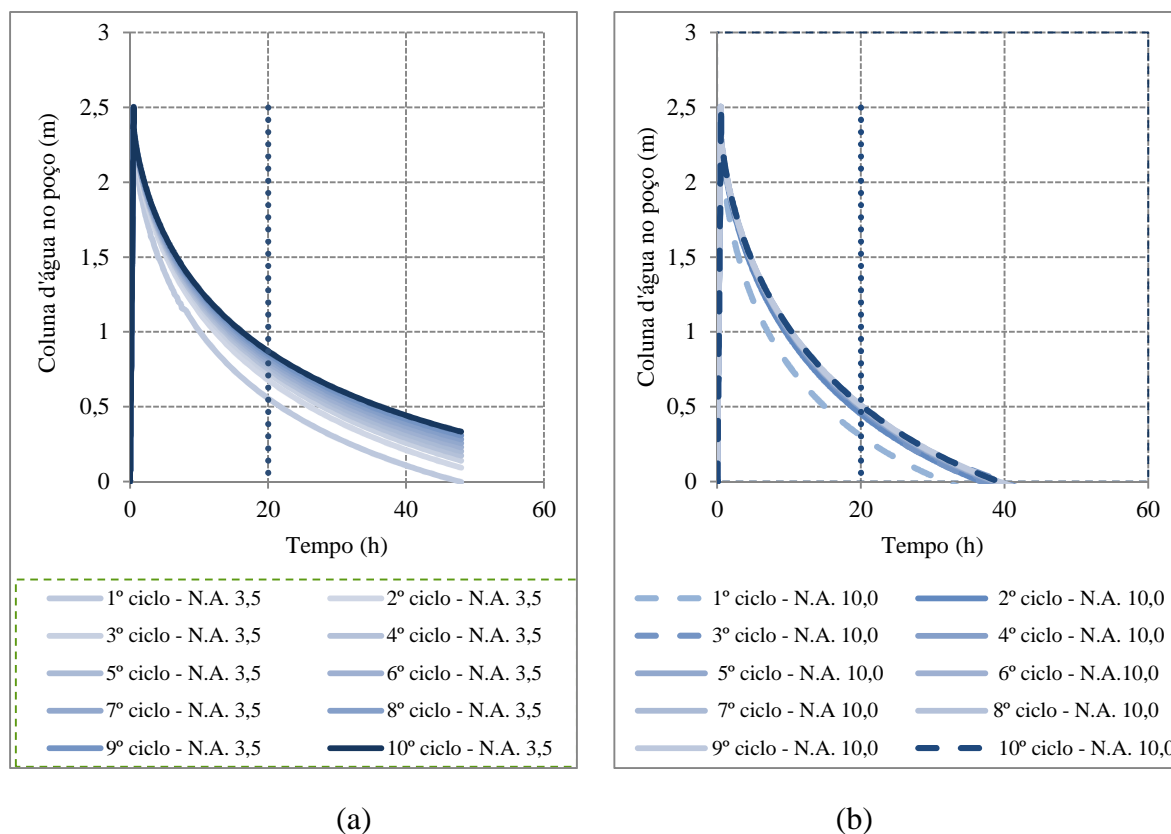


Figura 6.33 – Variação da coluna d’água no poço para ciclo de infiltração: CE-I, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A. profundo.

Conclui-se destes exercícios numéricos que, apesar dos ensaios *in-situ* serem fundamentais e indispensáveis, uma correta interpretação destes ensaios em poços deve reconhecer que seus resultados representam o comportamento do poço no seu estado atual de propressão e

armazenamento de água. Uma adequada interpretação e previsões sobre a amplitude de desempenho do poço devem ser realizadas. A incerteza a respeito dessas amplitudes pode ser reduzida por meio de análises numéricas como as apresentadas aqui. Incertezas remanescentes são devidamente consideradas pela adoção de fatores de segurança adequados.

No caso do CE-II o ciclo de 10 enchementos e esvaziamentos do poço, repetido a cada 48 horas não foi sensível nem na estação seca nem na estação chuvosa, considerando os níveis N.A. raso e o N.A. profundo como mostra a Figura 6.34 em (a) e (b), respectivamente. Nos dois casos o tempo de infiltração foi igual para todos os ciclos. Adotando um tempo aleatório, compatível com o tempo de teste em campo, de 2,5 horas de infiltração observa-se que o nível d'água restante no poço em relação ao N.A. raso e N.A. profundo varia apenas de 5,0 cm, aproximadamente.

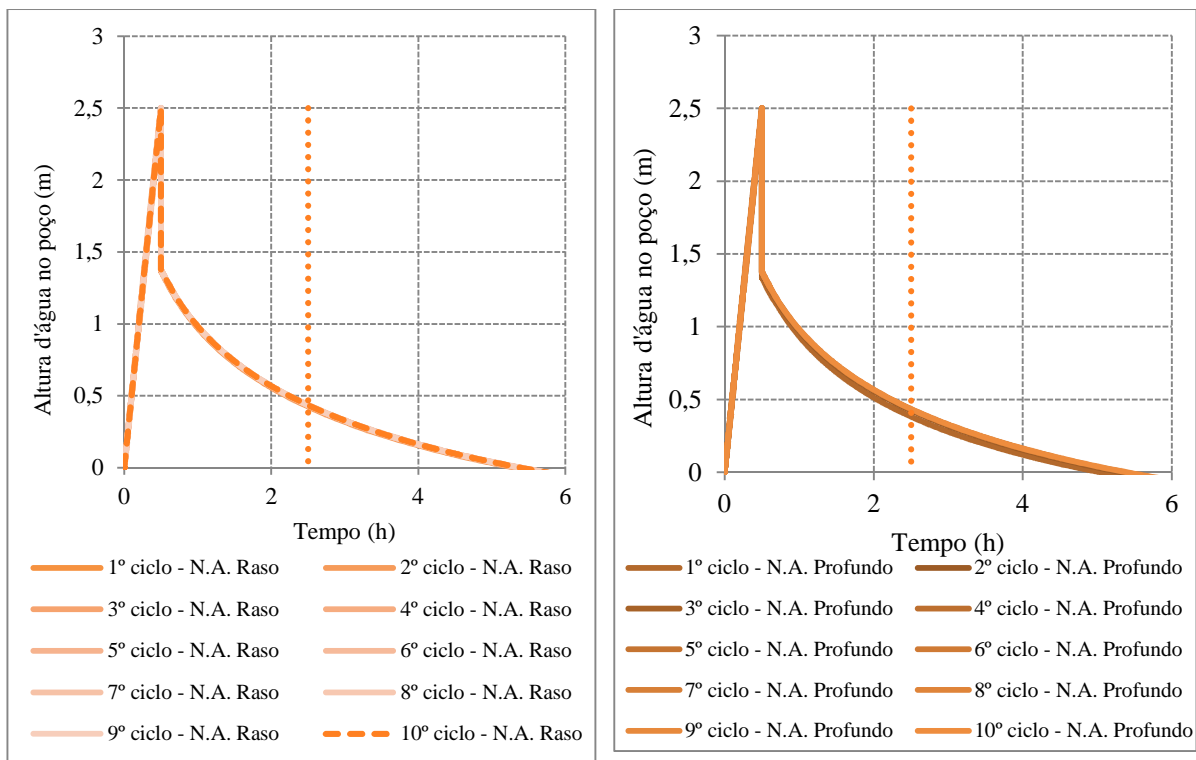


Figura 6.34 - Variação da coluna d'água no poço para ciclo de infiltração: CE-II, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A. profundo.

Analisando os resultados do CE-III em relação aos 10 ciclos de enchimento e esvaziamento do poço para os níveis de N.A. raso e N.A. profundo como mostra a Figura 6.35. Observa-se que tomando um tempo aleatório de 7,5 horas para o N.A. e para o N.A. profundo o processo ocorreu em menos de 2,0 horas. Para os ciclos do N.A. raso verificou-se há uma sensível variação nos

diversos ciclos de enchimento e esvaziamento do poço. O nível residual de água no poço pode variar de zero, completa infiltração, para os dois primeiros ciclos até 1,70 m, aproximadamente, para o 10º ciclo do N.A. raso. Para o caso do N.A. profundo os ciclos de enchimento não foram sensíveis e o poço infiltrou praticamente igual para todos os casos com tempo variando de 10 minutos do 1º para o 10º ciclo. Ainda para o N.A. raso nos quatro primeiros ciclos houve comportamento semelhante com a sobreposição das curvas do 1º e 2º ciclos e também do 3º e 4º ciclos. Nos demais ciclos ocorreu a diminuição gradativa da capacidade de infiltração do solo à medida que o ciclo se repetiu.

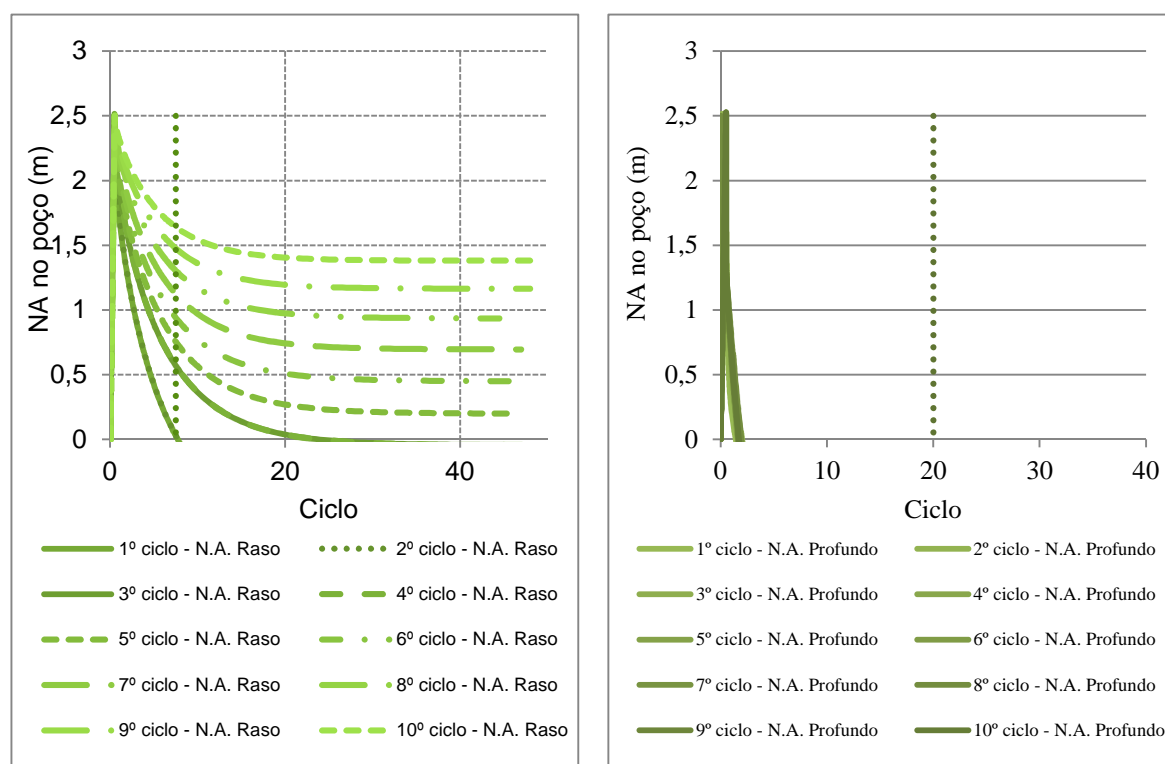


Figura 6.35 – Variação da coluna d’água no poço para ciclo de infiltração: CE-III, poço grande: (a) N.A. raso e em (b) N.A profundo.

Fazendo uma comparação entre os diversos ciclos com os níveis raso e profundo do lençol freático para os campos experimentais, verificou-se um comportamento semelhante para todos os casos e a altura final da coluna d’água no poço, para os diversos casos considerando 80% de infiltração no poço. Os solos mais sensíveis às variações foram o solo do CE-I, N.A. raso que apresentou infiltração mais lenta no 2º ciclo. Seguido do solo do perfil do CE-III para o N.A profundo nos 2º, 8º e 9º ciclos, situações que o poço apresentou menor volume infiltrado, coluna

d'água final de aproximadamente 54 cm. O CE-II foi o campo experimental que menos foi sensível as variações dos ciclos de enchimento e esvaziamento do poço e também foi pouco sensível à variação do lençol freático. Mas de maneira geral a lâmina d'água final no poço nos diversos casos apresentou pouca diferença. A maior diferença ficou no tempo de infiltração de cada caso.

7 CONCLUSÕES, CONTRIBUIÇÕES E RECOMENDAÇÕES

O principal objetivo dessa pesquisa foi quantificar o potencial de infiltração de perfis de solo típicos de Goiânia, frequentes na região de cerrado, usando poços de infiltração cilíndricos. Os resultados permitiram avaliar comparativamente a capacidade de infiltração dos três perfis estudados concluindo-se que a maior capacidade de infiltração é favorecida pelos mantos de solo profundamente intemperizados. O estudo comparativo mostrou ainda a importância da xistosidade na capacidade de infiltração. Verificou-se que a determinação da capacidade de infiltração do solo por meio de poços de pequeno diâmetro pode ficar comprometida em perfis de solos menos intemperizados.

As análises numéricas realizadas para avaliar o desempenho dos poços de infiltração em campo permitiram uma melhor compreensão da importância dos parâmetros hidráulicos do solo não saturado no processo de infiltração, das condições iniciais de poropressão e do efeito de sucessivos ciclos de enchimento dos poços.

Na sequência serão apresentadas as principais observações e conclusões apontadas no estudo, seguido das recomendações para trabalhos futuros.

7.1 CONCLUSÕES

Os resultados da pesquisa indicam que os objetivos propostos foram alcançados e levaram às seguintes conclusões:

- o estudo permitiu compreender que os três campos experimentais escolhidos representam bem os diferentes perfis de solo de Goiânia. O CE-I (solo granulítico) é caracterizado como sendo um solo fino com certo grau de intemperismo e pouca agregação, com grande capacidade de armazenamento de água, mas relativamente baixa capacidade de infiltração. O solo do CE-II (micaxisto intemperizado), embora seja de granulometria fina, apresentou, devido ao seu elevado grau de intemperização, excelente capacidade de infiltração, sendo marcado pela presença de agregados e macroporosidade. O CE-III (micaxisto, pouco intemperizado, solo residual jovem) possui perfil de solo originário da mesma formação geológica do campo experimental CE-II, encontrando-se, no entanto, em estado ainda pouco intemperizado. Acredita-se

que a presença da xistosidade foi determinante para a capacidade intermediária de infiltração entre os três cenários;

- se comparadas as capacidade de infiltração entre os campos experimentais II e III, solos com a mesma origem (rochas xistosas), no primeiro caso o solo é bastante intemperizado e isso contribui para a melhoria da infiltração, no segundo caso o solo guarda ainda muitas características da rocha mãe, solo residual jovem, nesse caso sua capacidade de infiltração é 11 vezes menor do que no campo experimental II;
- a análise mineralógica conjugada às propriedades físicas e à curva de retenção de água mostraram-se elementos importantes para o entendimento dos resultados dos ensaios de infiltração;
- ensaios de infiltração de campo, ensaios de laboratório e dados pluviométricos locais formam um tripé importante na definição da capacidade de infiltração dos perfis de solo e na escolha do sistema que melhor se adapta ao local orientando a cota de assentamento dos sistemas de infiltração, o avanço da frente de umedecimento no solo em consequência da infiltração e a avaliação dos riscos para as obras existentes;
- o desempenho de um mesmo poço de infiltração depende das características do perfil e difere sensivelmente de um local para outro, tornando indispensável a determinação da capacidade de infiltração *in-situ*;
- os perfis de solo que mais favorecem a infiltração das águas pluviais nos solos do cerrado brasileiro estão diretamente relacionados com o grau de intemperismo, sendo tanto mais favorável à infiltração quanto maior for o nível de intemperismo do perfil de solo;
- as análises numéricas permitiram a observação de dois tipos de distribuições espaciais de frentes de infiltração, sendo estes modos dependentes da distância entre o fundo do poço e o nível d'água. A frente de molhagem tem um formato de “bulbo” enquanto não é atingido o nível freático e que se dissipa lateralmente com mais intensidade a partir do momento que o lençol freático é atingido. A partir de análises numéricas como as apresentadas nesse estudo, é possível definir a área de influência dos poços de infiltração, permitindo a prevenção de interferências às estruturas vizinhas vulneráveis;
- as análises numéricas mostraram a elevação da linha freática sob a base dos poços de infiltração, fenômeno já identificado por outros pesquisadores. A partir desses

resultados, pode ser questionada a adoção de critérios pouco rígidos para a prevenção de eventuais contaminações do lençol freático, baseados em pequenas distâncias entre o fundo do poço e o nível do lençol freático local;

- foram realizadas análises de sensibilidade, com o finalidade de determinar o impacto de incerteza dos parâmetros do solo na incerteza do desempenho de poços de infiltração. Dentre os parâmetros estudados, a permeabilidade saturada foi o parâmetro de maior impacto, seguido do valor de entrada de ar e da inclinação da curva característica solo-água (esses dois últimos, indiretamente, definem a permeabilidade não saturado do solo). O estudo dos ciclos repetidos de enchimento do poço com repetição a cada 48 horas mostrou que determinados solos são mais sensíveis do que outros aos ciclos de molhagem e secagem, e que os solos profundamente intemperizados são os solos menos sensíveis ao processo de molhagem e secagem;
- a permeabilidade saturada pode ser avaliada em laboratório ou em campo. Para determinados solos os ensaios de campo são mais indicado, tendo em vista que em determinados solos as amostras indeformadas sofrem expansão pela descompressão natural do material e pode conduzir a resultados de infiltração superiores à situação em campo, caso do CE-III;
- de acordo com os estudos conclui-se que os poços de infiltração podem desempenhar papel importante no controle de drenagem urbana tanto pela sua capacidade de reservação como pela sua capacidade de infiltração;
- embora a literatura limite a infiltração mínima para projeto em $1 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$, de acordo com experiências recentes e com as conclusões desse trabalho, valores de até $1 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{s}$ são aceitáveis para projeto e podem atender a infiltração do volume reservado em um tempo hábil para atender aos eventos pluviométricos seguintes;
- quanto aos materiais utilizados na construção dos poços como o revestimento perfurado e a manta geotêxtil, esses não constituem-se em elementos limitadores da infiltração através do poço, pois esta é, geralmente, condicionada pelas características do solo do maciço que possui infiltração inferior à dos elementos anteriores;
- na verificação do balanço entre o volume de chuva, volume infiltrado, volume reservado e volume extravasado todos os campos experimentais mostraram eficientes no controle de águas pluviais urbanas, embora os poços dos CE-I e CE-III apresentaram maior

potencial de reservação do que de infiltração e no caso do CE-II o volume infiltrado praticamente dispensa o uso de reservação no poço.

- no CE-II foi projetado e executado um sistema de infiltração em poços combinado com trincheiras e o conjunto apresentou eficiência de infiltração superior a 95% nos primeiros anos de funcionamento de acordo com o monitoramento da área.
- com esses resultados pode-se concluir que mesmo apresentando taxas de infiltração na ordem de grandeza de 10^{-7} m³m²/s, como foi o caso do campo experimental CE-I, é possível adotar os poços de infiltração no controle das águas pluviais urbanas.
- os resultados experimentais mostraram que a previsão da capacidade de infiltração a partir de poços de pequeno diâmetro só é recomendável em solos profundamente intemperizados. Nos demais casos requer cuidados especiais, pois pode ocorrer a sobrestimativa da capacidade do perfil de solo.
- para solos com riscos de colapso e expansão não recomenda o uso da infiltração a menos que estudos especiais avalie riscos e limitações do uso.
- Para os solos da região de Goiânia pouco ou nenhum risco pode ser observado quanto à expansão e colapso dos solos.

7.2 CONTRIBUIÇÕES

Numa visão global, este trabalho procurou identificar a importância de se adotar uma metodologia didática para a análise do solo e construção de poços de infiltração; contribuiu também com a apresentação e descrição de ensaios de campo, laboratório e simulação numérica que identificaram os principais e mais importantes parâmetros que regem a infiltração da água no solo. Os resultados aplicados aos poços instalados nos diversos tipos de solos mostraram sua eficiência na capacidade de infiltração associada à capacidade de reservação para o controle das águas pluviais urbanas.

No Apêndice, foram apresentados os principais usos de sistemas de infiltração instalados tanto em subsolo que utilizam o bombeamento para o esgotamento dos volumes de extravasão quanto os sistemas que podem realizar o lançamento dos volumes extravasados por gravidade na rede pública de drenagem. Além disso, foi apresentado um sistema misto de trincheiras e poços de

infiltração, ambos infiltrantes, e as formas de múltiplos lançamentos para fracionar o volume direcionados aos cursos d'água. Todo o sistema foi planejado para minimizar os impactos da drenagem sobre o curso receptor de forma a prevenir alagamentos e erosões.

7.3 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Baseado nos estudos realizados, sugere-se:

- a) O estudo de uma gama maior de diâmetros de poços de infiltração para um mesmo local com realização de ensaios a carga constante e a carga variável;
- b) avaliação da qualidade dos fluxos das águas infiltradas no solo em grandes centros urbanos como Goiânia;
- c) que sejam realizados testes sob condições de enchimento e esvaziamento do poço em ciclos de 24 horas, em dois grupos distintos de poços, fazendo variar ora a profundidade, ora o diâmetro;
- d) a realização de estudos mais amplos, fundamentados em banco de dados com as principais características dos perfis de solo para o município de Goiânia de modo a possibilitar o avanço do uso de sistemas de infiltração no gerenciamento das águas pluviais urbanas.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABGE (1996). Associação Brasileira de Geologia e Engenharia. Ensaio de Permeabilidade em Solos. Orientação para sua Execução no Campo, Boletim IV, 3ª Edição, São Paulo, SP. 31p.

ABNT (1984) – Determinação do Limite de plasticidade. (ABNT). NBR 7180 Rio de Janeiro, RJ. 3p, 1981.

ABNT (1984). Solo – Análise Granulométrica – NBR 7181/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/ RJ, 13 p.

ABNT (1984). Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR 6459/84. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/ RJ, 6 p.

ABNT (1984). Solo, Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. NBR 6508 Rio de Janeiro, RJ. 7p, 1984.

ABNT (1986). Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego de frasco de areia - NBR 7185. Rio de Janeiro, RJ. 15p, 1986.

ABNT (1986). Solo – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. – NBR 9604/86. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/ RJ.

ABNT (1988). Solo – Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas (método da balança hidrostática) – NBR 10838/88, (MB-2887). Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/ RJ, 4 p.

ABNT (1990). Ensaio de adensamento unidimensional – NBR 12007/90 e MB 3336. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro/ RJ, 13 p.

ABNT (2000). Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável NBR – 14545. Solo - Rio de Janeiro, RJ. 12p.

ALVES, T.M.; (2007) CHAVEIRO, E.F. Metamorfose urbana: a conurbação Goiânia - Goianira e suas implicações sócio-espaciais. /Rev.Geogr. Acadêmica v.1 n.1(xii) 95-

ASTM (1992). “D-5298 –Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper”.6p.

AUSTRALIA; NEW ZEALAND. (2000). Agriculture and Resource Management Council of Australia and New Zealand, and the Australian and New Zealand Environment and Conservation Council. Australian Guidelines for Urban Stormwater Management. Canberra. ISSN 10387072.

AVERJANOV, S. F. (1950). About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation, English Collection, 7, 19–21, 1950 (as quoted by Palubarinova, P. Ya.: The theory of ground water movement (English translation by DeWiest, I. M. R.), Princeton University Press, Princeton, NJ, 1962.

BALADES, J.D.; BERGA, P.; BOURGOGNE, P. (1998). Impact d'une tranchée drainante par temps de pluie. In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Drainage, 3, 1998, Lyon. Novatech 1998. Lyon: GRAIE. p. 551-558.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. (2002). Aspectos Institucionais e de Financiamento dos Sistemas de Drenagem Urbana. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 7, jan/mar 2002. Porto Alegre – RS.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. (2005). Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre – RS.

BARRAUD, S., Bertrand-Krajewski J.-L., Cherqui F., Desjardin-Blanc V., Lipeme-Kouyi G. (2009). Guide Technique: Recommandations Pour La Faisabilité, La Conception et la gestion des Ouvrages D'Infiltration des Eaux Pluviales en Milieu Urbain, Programa MGD Infiltration, INSA de Lyon, França. 62 p.

BA-TE; ZHANG, L.; FREDLUND, D. G. (2005). A General Air-phase Permeability Function for Airflow Through Unsaturated Soils. American Society of Civil Engineers, Proc., 2005 AS Geo-Frontiers, ASCE, Reston, Va, p.11.

BEAR, J. (1972). Dynamic of Fluids in Porous Media. Dover Science, New York, USA, 714p.

BETTES, R. (1996). Infiltration Drainage - Manual of Good Practice. Construção de Pesquisa da Indústria e Associação de Informação. Report 156, © CIRIA. ISBN 0 86017 457 3 ISSN 0305 408X.

BEVEN, K. (2004) Robert E.Horton's perceptual model of infiltration processes. Environmental Science, Lancaster University, Lancaster, UK. Hydrol. Process. 18. 2004. 3447–3460. 14 p. Published online in Wiley InterScience. Disponível em: www.interscience.wiley.com. DOI: 10.1002/hyp.5740. Acesso em: 28 jan. 2007.

BORGES C. (2010) Comportamento hidráulico de um perfil de solo não saturado de Aparecida de Goiânia-GO. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia Go. 2 v, 257 f. il., figs, tabs. V. I

BRANDÃO, V. SANTOS, PRUSKI, F.F., SILVA, D. D. (2004). Infiltração da Água no Solo. 2.ed. Viçosa, MG. Editora UFV. 120 p.

BRITO, D. S. de (2006). Metodologia para Seleção de alternativas de Sistemas de Drenagem. Dissertação. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. DF. 131p.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Hydrology. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. v. 27, n. 3.

BRUTSAERT, W. (1966). Probability laws for pore-size distribution. Soil Sci., v. 101, p. 85-92.

BUCKINGHAM, E. (1907). Studies on the movement of soil moisture. Bulletin 38. USDA Bureau of Soils, Washington, DC.

BURDINE, N. T. (1953). Relative permeability calculation from pore-size distribution data. Petroleum Transactions, American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, v. 198, p.71-78.

BURIAN, S. J. AND EDWARDS, F. G. (2002). Historical Perspectives of Urban Drainage. Publicate in Global Solutions For Urban Drainage Ed. By: Eric W. Strecker and Wayne C. Huber. ISBN: 978-0-7844-0644-1. Publisher: American Society of Civil Engineers. Ninth International Conference on Urban Drainage (9ICUD) Lloyd Center Doubletree Hotel, Portland, Oregon, United States September 8-13.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. LELIS, A.C. (2012). Cartilha do Meio Ambiente: Infiltração. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Programa de Pos-Graduação. Ed. UnB. Vol. III. 52p. ISBN 978-85-60313-38-9.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GITIRANA JR. G. DE F. N.; LEÃO CARVALHO, E.T. (2012). Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais. Faculdade de Tecnologia. Programa de Pos-Graduação. Universidade de Brasília. Ed. UnB. Vol. IV. 672p. ISBN 978-85-60313-41-9.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; CARDOSO, F. B. F.; PEREIRA, J. H. F. (1996). Proposta de uma Metodologia para Ensaios de Sedimentação, in: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, 520-531p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; MORTARI, D.; FÁZIO, J. A.; MOTTA, N. O.; FRANCISCO, R. A. (2006). Processos erosivos. In: CAMAPUM DE CARVALHO et al. (Org.). Processos Erosivos no Centro-Oeste Brasileiro. Brasília: Finatec, Cap.2, 464p

CAMAPUM DE CARVALHO, J; LELIS A.C.(2010). Cartilha infiltração. Brasília. Volume II. ISBN 978-85-60313-36-5. Brasília DF. 40p.

CAMPBELL, J. D. (1973). "Pore pressures and volume changes in unsaturated soils." PhD thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana-Champaign, Ill.

CAMPOS, J. E. G.; RODRIGUES, A. P., ALMEIDA, L.DE; RESENDE, L. MAGALHÃES, L. F., SÁ, M. A. M. (2003) Diagnóstico hidrogeológico da região de Goiânia. Superintendência de Geologia e Mineração – SGM/SIC. Goiânia-Go. 125 p.

CASSETTE, V. (1991). Ambiente e apropriação do relevo. Ed. Contexto S. Paulo. 147p.

CASTRO, L. M. (2007). Proposição de metodologia para a avaliação dos efeitos da urbanização nos corpos de água. Tese, Escola de Engenharia, UFMG. Belo Horizonte, MG, 321p.

CEDERGREN, H.R. (1997). Seepage, Drainage, and flow nets 2nd. Ed . Wiley-Interscience Publication. Jonh Wiley & /sons, New York -Ondon -Sidney -Toronto, 496 p.

CHILDS, E. C. & N. COLLINS-GEORGE (1950) The permeability of porous materials. Proc. Roy. Soc. London A 201: 391-405.

CHOULI, E. (2006) - La Gestion des Eaux Pluviales Urbaines en Europe : Analyse des Conditions de Developpementdes Techniques Alternatives. Docteur De L'ecole Nationale Des Ponts Et Chaussees. Ecole Nationale des Ponts Et Chaussees. Paris, França.

CHRISTINE, A.; SLOAN, E. M. J., CARTER; TREJO, N. (2008). Low Impact Development Handbook Stormwater Management Strategies. Handbook Development. San Diego. California. USA. 78 p.

CLEMEN, R.T. (1996) Making Hard Decisions. Duxbury Press, U.S. 664p.

CONDATA (2006). Base cartográfica do Município de Goiânia. Meridiano Central – 51°. Projeção UTM/SAD69 MUBDG. Vol 20. Goiânia –Go. 1p.

DARCY, H. (1856). Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Dalmont, Paris.

DAVIDSON, J. M.; STONE, L. R.; NIELSON, D. R.; LAURUE, M. E.(1969). Field measurement and use of soil properties. Water Research, Washington. v. 5, p. 1312-1321.

DEFRIES, R. S.; MALONE, T. F., editors. (1989). Global and Our Common Future Papers From a Forum. ISBN: 0-309-54314-2, 244 pages, 8.5 x 11, (1989) Our Common Future (1989). Publication for National Academy of Sciences. Washington. USA.

ELBACHÁ, A. T. (1989). Estudo da Influência de Alguns Parâmetros no Transporte de Massa em Solos Argilosos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da PUC-RJ. 78p.

EMERSON, C. H. (2008). Evaluation of Infiltration Practices as a Means to Control Stormwater Runoff. Doctor. Faculty of Villanova University. Pennsylvania. USA. 331p.

FEUERHARMEL, C. (2007). Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral. Tese de doutorado. Porto Alegre, RS: PPGECC/UFRGS, 320p.

FORMIGA, K. T. M.; SEIBT, A. C.; CASTRO, T.Q. DE; BERNARDES, R.S.(2012). A infiltração e o escoamento superficial. Tópicos de infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais, José Campum de Carvalho, Gilson de Farias Neves Gitirana Júnior, Eufrosina Terezinha Leão Carvalho, organizadores. Volume IV – Brasília, Faculdade de Tecnologia Editora ISBN N : 978-85-60313-41-9. Pp 101-116.

FREDLUND, D. G. e RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc. New York. 517p.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. (2012). Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley-Interscience John Wiley & Sons. Inc. New York e Canadá. ISBN: 111813395. 944p

FREDLUND, D. G.; XING, A. (1994) Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, [s.l.], v. 31, n. 3, p. 521-532.

FREDLUND, D. G.; XING, A; HUANG, S. (1994) Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. , Canada, v. 31, p. 533-546.

FREEZE, R.A.; CHERRY, J.A. (1979). Groundwater. Prentice Hall, Inc., New Jersey, USA, 604p.

GALVÃO, A.; VALÉRIO, P.; MATOS, R. (2000). 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. 6p. Disponível em: <http://ulisses.cm-lisboa.pt/data/002/003/003>. Acesso em 04 jan. 2007.

GARCÊS, A. A. (2010) - Análise do desempenho de Poços de Infiltração na Cidade de Goiânia. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia Go. 145p.

GARDNER (1956). Calculation of capillary conductivity pressure plate outflow data. Soil Science Society of american, v. 20(3), p 317-320.

GARDNER, W. H. (1958). Some steady state solutions of the unsaturated moistureflow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, 85,4, 228-232.

GIMARÃES, EDI MENDES (2008). Notas de Aula do Curso de Identificação de Argilo-minerais por difratometria de raio X. Ministrado aos alunos de Mestrado e Doutorado da UnB.

GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. (2004) Soil-water characteristic curve equation with independent properties. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 130, No. 2, p. 209-212.

GITIRANA JR, G.F.N.; FREDLUND, D.G. (2003a). Transient embankment stability analysis using dynamic programming. Poroceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, MB, Canada. 1: 808-814, 2003a

GITIRANA Jr., G. F. N. (2005a) Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability. Ph.D. Thesis. University of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada, 411p.

GITIRANA Jr., G. F. N. (2005b). Métodos Numéricos em Mecânica dos Solos Não Saturados. Universidade Federal de Goiás. Goiânia.

GITIRANA Jr., G. F. N. (2007). 2D/3DTha Modeling Software.Editado por: Fredlund, Murray. Saskatoon, Saskatchewan, Canada.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G.; LIMA, M. C. G. (2006). Fluxo em solos não saturados e o processo erosivo. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J.; SALES, M. M.; SOUZA, N. M.; MELO, M. T. S. (Org.) (2006). Processos erosivos no centro-oeste brasileiro. 1ª ed. Brasília: FINATECv. 1, p. 285-317.

GITIRANA Jr., G. F. N.; Fredlund, M.; Fredlund, D. G. (2005b). Infiltration-runoff boundary conditions in seepage analysis.Anais da 58th Canadian Geotechnical Conference.

GITIRANA Jr., G. F. N.; LEÃO CARVALHO, E. T.; NASCIMENTO, B.. B.DO, CODÃO NETO, M. P. (2012). Modelagem do fluxo de água e ar em solos não saturados. Tópicos de infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais, José Campum de Carvalho, Gilson de Farias Neves Gitirana Júnior, Eufrosina Terezinha Leão Carvalho, organizadores. Volume IV – Brasília, Faculdade de Tecnologia Editora ISBN N: 978-85-60313-41-9. Pp 269-286.

GOERING, J. (2009), Sustainable Real Estate Development: The Dynamics of Market Penetration JOSRE.Vol 1 .n. 1 _ No. 1 City University of New York, New York, NY .

GRACIOSA, M. C. P. (2005). Trincheiras de infiltração como tecnologia alternativa em drenagem urbana: modelagem experimental e numérica. Dissertação Universidade São Carlos. São Carlos, 231p.

GREGORY, J. H. (2004). Stormwater Infiltration at the Scale of an Individual Residential Lot in North Central Florida. A thesis Presented to the Graduate School of the University of Florida in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Engineering University of Florida. 115 p.

GUIDE TECHNIQUE DE FRANCE – LYON. (2006). Guide technique: Recommandations pour la faisabilité, la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain, Programa MGD Infiltration, INSA de Lyon, França. 62 p.

GUIDE TECHNIQUE De FRANCE (2009). L'infiltration en questions. Recommandations pour la faisabilité la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain. Programa MGD Infiltration, INSA de Lyon, França. 63 p.

GUTIERREZ, N. H. M. (2005) Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná. Tese. Escola de Engenharia de São Carlos. USP. São Carlos, 325p.

HOLMAN-DODDS, J. K.; BRADLEY, A. A. (2001). Evaluation of hydrologic benefits of infiltration based urban storm water management. Journal of the American Water Resources Association. Iowa, Iowa, USA. 19 p.

HOUSER, PAUL R. (2003) Infiltration and soil moisture processes. Cap. 27. Handbook of weather, climate, and water, atmospheric chemistry, hydrology, and societal impacts. Edited by Thomas D. Potter and Bradley R. Colman. ISBN 0-471-21489-2. John Wiley e Sons, Inc.

IBGE (2005). – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Demográfico e projeção da população urbana e rural. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 06 nov. 2006.

IBGE (2010). – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo 2010. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 07 jan. 2011.

ICK Harrison Site Design Studio (2005) Projeto de Modelo Sustentável em um Bairro da cidade de Mesquite, Texas. (Foto Cantura Cove).

KLINKENBERG, L.J. 1941. The permeability of porous media to liquids and gases, 200 pp., A.P.I. Drilling and Production Practice.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V. (1969). Soil Mechanics. New York, Jon Wiley & Sons. 553p.

LEÃO CARVALHO AT. AL. (2009b). Coleção Geotécnica UnB. José Camapum de Carvalho; Manoel Porfírio Cordão Neto; Larissa Andrade de Aguiar. Capítulo XI, Estruturas de Infiltração de Água Para Prevenção de Erosões e Inundações Em Áreas Urbanas. ISBN 9788560313150. ed. Brasília - DF: Editora FT, 2009, v.1, p. 228-255.

LEÃO CARVALHO, E. T. ET AL (2009a), Poços de Infiltração Utilizados para o Controle de Enchentes e Prevenção de Erosões em Áreas Urbanas In: 8 Simpósio Nacional de Controle de Erosões. ABGE, São Paulo - SP. Anais do 8º Simpósio Nacional de Controle de Erosão. São Paulo – SP. Volume único.219-230.

LEÃO CARVALHO, E.T. (2008). Avaliação de Elementos de Infiltração de Águas Pluviais na Zona Norte da Cidade de Goiânia. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia Go. 229p.

LEE, R. S. (2011). Modeling Infiltration in a Stormwater Control Measure Using Modied Green And Ampt. Degree of Master of Water Resources Engineering. Villanova University. Pensilvania. 74p.

LIBARDI, P. L. (2005) Dinâmica da água no solo. São Paulo: EDUSP, 2005. 335 p., il. -. (Acadêmica; v. 61). Inclui bibliografia e índice. ISBN 8531407567 (broch.).

LIMA, V. C. G. DA R. (2009). Análise Experimental e Numérica de Trincheiras de Infiltração em Meio Não Saturado. Programa de Pós-Graduação em Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos. São Paulo 177p.

LIMA, M. C.; SOUZA, N. M.; CAMAPUM de CARVALHO, J.; SANTOS, P. M. Jr. (2002). Obtenção da curva granulométrica utilizando o granulômetro a laser. In: XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 2002. São Paulo-SP. XII COBRAMSEG, 2002, v. 1, p. 457:465.

LOW IMPACT DEVELOPMENT BEST MANAGEMENT PRACTICES DESIGN GUIDE – Edition 1. (2011) City Edmonton, Alberta Canadá. 252p.

LUIZ, G. C. (2012). Influência da relação solo-atmosfera no comportamento hidromecânico de solos tropicais não saturados: estudo de caso - Município de Goiânia-GO. Tese de Doutorado. Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia. Brasília.DF. 246p.

MACKEE & BUMB (1984). The importance of Unsaturated Flow Parameters in Designing a Monitoring System for a Hazardous Waste Site. Proc. National Conf. on Hazardous Waste and Environmental Emergencies, Houston, Texas, March. (sponsored by the Hazardous Materials Control Research Institute), pp 50-58.

MACKEE, C. R AND BUMB, A. C. (1987). Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas. SPE Formation Evaluation, 599-608p.

MACKEE, C. R.; BUMB, A. C. (1984). The importance of Unsaturated Flow Parameters in Designing a Monitoring System for a Hazardous Waste Site. Proc. National Conf. on Hazardous Waste and Environmental Emergencies, Houston, Texas, March 1984 (sponsored by the Hazardous Materials Control Research Institute), p. 50-58.

MACKEE, C. R.; BUMB, A. C. (1987). Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas. SPE Formation Evaluation, p. 599-608.

MANSO, E. A. (1999). Análise granulométrica dos solos de Brasília pelo granulômetro a laser. 113p. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Universidade de Brasília – Faculdade

de Tecnologia – Departamento de engenharia Civil e Ambiental. Brasília-DF, 1999.

MANUAL LOW IMPACT DEVELOPMENT MANUAL FOR MICHIGAN. (2008). A Design Guide for implementers and reviewers. SEMCOG - Southeast Michigan Council of Governments. Michigan – USA. 512 p.

MARINHO, F.A.M. (1995). Medição de Sucção em Solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Saturados, Rio de Janeiro, RJ. 2, 373-397.

MARINHO, F.A.M. (1995). Medição de Sucção em Solos. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Saturados, Rio de Janeiro, RJ. 2, 373-397.

MARQUES, J.J.; SCHULZE, D.G.; CURTI, N.; MERTZMAN, S.A (2004). Major Element geochemistry and geomorphic relationships in Brazilian Cerrado soils. Geoderma, 119:179-195. <http://www.dcs.ufla.br/Cerrados/Portugues/CApontadores.htm>. acessado em 25/04/2012

MBONIMPA, M.; AUBERTIN, M. BUSSIÈRE, B. (2006). Predicting the unsaturated hydraulic conductivity of granular soils from basic geotechnical properties using the modified Kovács (MK) model and statistical models. Canadian Geotech J. 43: 773-787 (2006). DOI : 10.1139/T06-044. Canadá. 773-787.

MIDDLESEX UNIVERSITY (2008). Sustainable Water Management in the City of the Future. Contributions by JB Ellis, B Shutes (Middlesex University), N Nascimento (UFMG), H. Sieker, C Peters (IPS), X Beuchat (EPFL). London. 98p

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. (2005) Fundamentals of Soil Behavior. 3ª edição. New Jersey: John Wiley & Sons. 558 p.

MOLDRUP, P.; YOSHIKAWA, S.; OLESEN, T.; KOMATSU, T.; ROLSTON, D. E (2003). Air Permeability in Undisturbed Volcanic Ash Soils: Predictive Model Test and Soil Structure Fingerprint. Published in Soil Sci. Soc. Am. J. 67:32-40.

MOURA, P. M. (2008) Méthode d'évaluation des performances des systèmes d'infiltration des eaux de ruissellement en milieu urbain. Docteur. INSA. Lyon. Fr. 349p.

MUALEM, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, v. 12, n. 13. p. 1248-1254.

NASCIMENTO, B. B. (2011) Aplicação de um solucionador de EDPs genéricas em análise de fluxo em obras geotécnicas Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás.

NASCIMENTO, M. A. e SALES M. M. (2003). Diagnóstico do Processo erosivo em Goiânia, X Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, IGEO/UERJ, Rio de Janeiro, Anais em CD.

NIMMO, J.R., (2005), Unsaturated Zone Flow Processes, in Anderson, M.G., and Bear, J., eds., Encyclopedia of Hydrological Sciences: Part 13--Groundwater: Chichester, UK, Wiley, v.4, p.2299-2322, doi:10.1002/0470848944. Hsa 161, Disponível em:<http://www.mrw.interscience.wiley.com/ehs/articles/hsa161/frame.html>. Acesso em 06/nov/2010.

OLIVEIRA, A.M. dos S. (1996). Ensaio de Permeabilidade em Solos- Orientação para sua Execução no Campo, Boletim IV da ABGE, 3ª Edição, São Paulo – SP, 31p.

OLIVEIRA, D. R. (2003). Análise da Interação Solo-Atmosfera durante a Secagem para a Argila Porosa de Brasília. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. 168p. 2003.

OLSON, R. E. & DANIEL, D. E. (1981) Measurement of hydraulic conductivity of fine grained soils, Permeability and groundwater contaminant transport. ASTM, STP 746. <http://books.google.com.br/books>. Acesso em 26/12/2012.

PDE Solutions (2006). FlexPDE 5User Guide. PDE Solutions Inc. 92p.

PEIXOTO, V. C. (2011). Análise paramétrica e dimensionamento de poços de infiltração para fins de drenagem urbana. Dissertação. Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração Geotecnia. São Carlos. SP. 111p.

PEREIRA, E. M. (2004). Estudo do Comportamento à Expansão de Materiais Sedimentares da Formação Guabirotuba em Ensaio de Sucção Controlada. Tese. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 253p.

PHILIP, J. R. (1957). The theory of infiltration: 1. The infiltration equation and its solution. Soil Science, v. 83, p. 345-357.

PLANO DIRETOR DE GOIÂNIA (2007). Prefeitura Municipal de Goiânia. Lei Complementar Nº 171, de 29 de Maio de 2007. Publicado no D.O.M. em 26/06/2007. 104p.

PORTO ALEGRE - RIO GRANDE DO SUL (2005). Plano Diretor de Drenagem Urbana. Manual de Drenagem Urbana. Instituído pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre. DEP – Departamento de Esgotos e Águas Pluviais. Porto Alegre. RS. Vol. VI. 167p.

RAVI, V. AND WILLIAMS, J. R. (1998). Estimation of Infiltration Rate in the Zone: Compilation of Simple Mathematical Models. Vols I e II. Dynamac Corporation and U.S. EPA. Washington,DC 20460. 84 p. <http://nepis.epa.gov>. Acesso em 25/04/2012.

- REIS SILVA, C. A. (2003). Caracterização do Intemperismo por meio dos Ensaio DRX do Perfil do Solo do Campo Experimental de Furnas, Goiânia, GO. 11p.
- REIS, C. A. R. (2007). Perfil Geológico-Geotécnico do subsolo ao longo do Metrô de Goiânia. Dissertação. Departamento Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF. 205p.
- REIS, R.P.A. (2005). 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).
- RICHARDS, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, 318-333.
- RICHARDS, S. AND WEEKS, L. (1953). Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements on soil columns. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 17, 206-209.
- RICHARDS, S; WEEKS, L. (1952). Capillary Conductivity Values From Moisture Yield And Tension Measurements On Soil Columns. *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, v. 17, p. 206-209.
- RICHMAN T.E. ASSOCIATES, (1999). Start at the Source – Design Guidance Manual for Stormwater Quality Protection. Califórnia, USA, 254p.
- RIJTEMA, P. E. (1959). Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data with non-negligible membrane impedance. *Neth. J. of Sci.* 7: 209-215.
- RIJTEMA, P. E. (1965) Analysis of actual evapotranspiration. Thesis Wageningen, V.L.O. 659, Pudoc, Wageningen.
- ROMÃO P. DE A. (2009) – Mapa de Solos da Região Metropolitana de Goiânia-GO, Fonte: COMDATA, 2001; CAMPOS et al. 2003; Organização: Romão.
- ROSENO, J. L.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Avaliação granulométrica de um perfil de solo tropical usando o granulômetro a laser. *In: III Simpósio sobre solos tropicais e processos erosivos no Centro-Oeste, 2007. Cuiabá-MT*, p. 137-147.
- SAN DIEGO - USA (2012). Storm water standards. Manual de Normas. San Diego, USA. 178p.
- SCANLON, B. R.; NICOT, J. P.; MASSMANN, J. W. (2002). Soil gas movement in unsaturated systems. *Soil Physics Companion*. Edited by: Arthur W. Warrick, Published: Boca Raton, Fla. ISBN: 0849308372 Oxford – USA, pp 297-341.
- SCHUELER, T. R. (1987). Controlling Urban Runoff. Metropolitan Washington Council of Governments. Publication nº 87703. Metropolitan Washington Council of Governments. 275p.
- SILLERS, W. S.; FREDLUND, D. G. (2001). Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, Canada, v. 38, p. 1297-1313.

SILVA, C.A.R. (2007). Perfil Geológico-Geotécnico do Subsolo ao Longo do Traçado do Metrô de Goiânia. Dissertação de Mestrado, Publicação G. DM-160/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 205 p.

SILVA, HELOISA HELENA A. B. DA. (2006) Caracterização Mineralógica e Filiação da Vermiculita da Mina Cerrado III - Sanclerlândia-GO, Dissertação de Mestrado – UnB, Área de concentração Mineralogia e Petrografia.

SILVA, J.P. (2007). Estudos Preliminares para a Implantação de Trincheiras de Infiltração. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 155p.

SILVA, J.P. (2012). Estruturas de Infiltração com Utilização de Materiais Alternativos no Controle de Alagamentos, Inundações e Prevenção de Processos Erosivos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-074/2012, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 215p.

SNOW, J. T.; ZENG, X.; KLEIN, P.; SARNAT, S. E. SHEPHERD, J. M. STANLEY, E. M. (2012). Urban Meteorology. Forecasting, Monitoring and Meeting Users' Needs. ISBN -13: 978-0-309-25217-1. National Academies Press, 500 Fifth Street, NW, keck 360, Washington, DC 20001.

SOUZA, V. C. B. (2002). 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. Porto Alegre. Rio Grande do Sul. 127p.

SUNJOTO, S. (1994). Infiltration Well and Urban Drainage Concept. Future Groundwater Resources at Risk (Proceedings of Helsinki Conference, June 1994. IAHS. Publ. nº 222. Helsinki, Finland. Page 527-532. 6p.

SWITCH PROJECT (2008). Sustainable Water Management in the City of the Future. Middlesex University com contribuição de: JB.Ellis, B. Shutes (Middlesex University), N. Nascimento (UFMG),H. Sieker, C. Peters (IPS), X Beuchat (EPFL). 98p.

TEMOCOLDI, WANDERLEY ANTÔNIO, (2004). Mineralogia dos silicatos e dos óxidos de ferro da fração argila de solos desenvolvidos de rochas no estado de São Paulo. 8p.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, Rubem La Laina; BARROS, Mario T. (Org.) (1995). Drenagem Urbana. 1. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade / UFRGS: ABRH, 1995. 428 p.

TUCCI, C.E.M. (2005) Gestão das Inundações Urbanas. Global Water Partnership South América. 1ª Ed. 196p.

TULI, A; HOPMANS, J. W.; ROLATON, D. E.; MOLDRUP P. (2005). Comparison of Air and Water Permeability between Disturbed and Undisturbed Soils. Published in Soil Sci. Soc. Am. J. 69:1361–1371.

VAN GENUCHTEN, M. T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society of America Journal, v. 44, p. 892-898.

VIGNERON. S., GUEZO, B. (2006). Les collectivités locales et le ruissellement pluvial. Ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durables .França. 82P.

VIOLA, HEITOR (2008) Gestão de Águas Pluviais em Áreas Urbanas – O Estudo de Caso Rio de Janeiro. XIV, 384 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Planejamento Energético) Dissertação - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

WATERSHED SCIENCE CENTRE. (2007). Research Priorities for source Water Protection: Filling the Gap between Science and Impementation. Final Report. Ontario. Canada. 333p.

WEEKS, E. P. (2002). The Lisse Effect Revisited. U.S. Geological Survey. Ground Water. Vol. 40, N. 6, p. 652-656.

WILLIAMS, J. R.; OUYANG, Y.; CHEN, JIN-SONG; RAVI, V. (1998). Estimation of Infiltration Rate in the Vadose Zone: Application of Selected Mathematical Models. United States Environmental. Protection Participação: U.S. EPA Agency, ManTech Environmental Technologies, Inc. (METI) and Dynamac Corporation. Washington, U.S. Volume II, 117p.

WILLIAMS, G. A.; MILLER, C. T. (1999) An evaluation of temporally adaptative transformation approaches for solving Richard's equation. Advances in Water Resources, [s.l.], v. 22, n. 8, p. 831-840.

WIND, G. P. (1955) A field experiment concerning capillary rise of moisture in a heavy clay soil. Neth. J. of Agr. Sci. 3: 60-69.

WONG, T. H. F. (2001). A Changing Paradgm Australian Urban Stormwater Management. 2nd South Pacific Stormwater Conference, Auckland, New Zealand, 27-29 June 2001. New Zealand. 18 p.

WOODS-BALLARD, B; KELLAGHER, R. MARTIN, P. JEFFERLES, C. BRAY, R. SHAFFER, R (2007). The SUDES manual. CIRIA, London, uk. British Library. ISBN 978-0-86017-697-8. 606p.

YANG, D. Q.; RAHARDJO, H.; LEONG, E.C.; Choa, V. (1998). Coupled Model for Heat, Moisture, Air Flow, and Deformation Problemas in Usaturated Soils. Publicado em Journal of Engineering.

APÊNDICES

APÊNDICE A - CONSIDERAÇÕES SOBRE SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

A1 - CARACTERÍSTICAS DO SOLO, DO LENÇOL FREÁTICO E OS SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

Os poços de infiltração são sistemas cuja profundidade e distâncias mínimas de outras estruturas dependem das características do perfil do solo e nível do lençol freático.

A camada superficial de solo sofre variações sazonais de umidade em função da distribuição desigual das chuvas, diferindo também de ano para ano. Na região do Cerrado brasileiro, essa "zona ativa" encontra-se nos primeiros 2 a 3m. A execução de sistemas de infiltração como poços, ou outros, nessas camadas do solo tende a interferir menos na estrutura desse solo, pois o mesmo já está habituado às variações atmosféricas que ocorrem sobre a superfície e receberá melhor a o acréscimo de umidade que os sistemas de infiltração provocarão. A execução de sistemas de infiltração mais profundos requer estudos mais detalhados.

Em relação ao lençol freático, além da distância estabelecida para evitar a contaminação do lençol pela infiltração da água, geralmente de 1,5m, no caso particular, solos com baixíssima permeabilidade, extremamente argiloso, onde poderia caber uma análise particular a verificação da ascensão localizada da linha freática devido a interferência do sistema de infiltração. Nesses casos especiais pode ser necessário estudos especiais. Esse efeito pode implicar na redução da distância mínima requerida entre a base do sistema de infiltração e do nível lençol freático. Resultados da simulação numérica apresentados no capítulo 6, dessa pesquisa, mostrou tendência a ocorrência desse efeito no CE-I e CE-II. Esse efeito da ascensão do lençol freático pode ser visto em Fredlund *et. al.* (2012), Barraud (2009) e Weeks (2002).

Estabelecidas a distância segura entre o fundo dos sistemas de infiltração e nível do lençol freático, outras verificações podem ser necessárias, para evitar a contaminação do lençol freático como os caminhos preferenciais ou outras fissuras no maciço do solo além de análise qualitativa da água tanto do ponto de vista pela migração de partículas com a água quanto do ponto de vista das partículas que ficam retidas no solo.

Os poços permitem o armazenamento e a infiltração de certo volume de água no solo e pode ser instalado em subsolos de edifícios utilizando um modelo esquemático como o apresentado na Figura A.1.

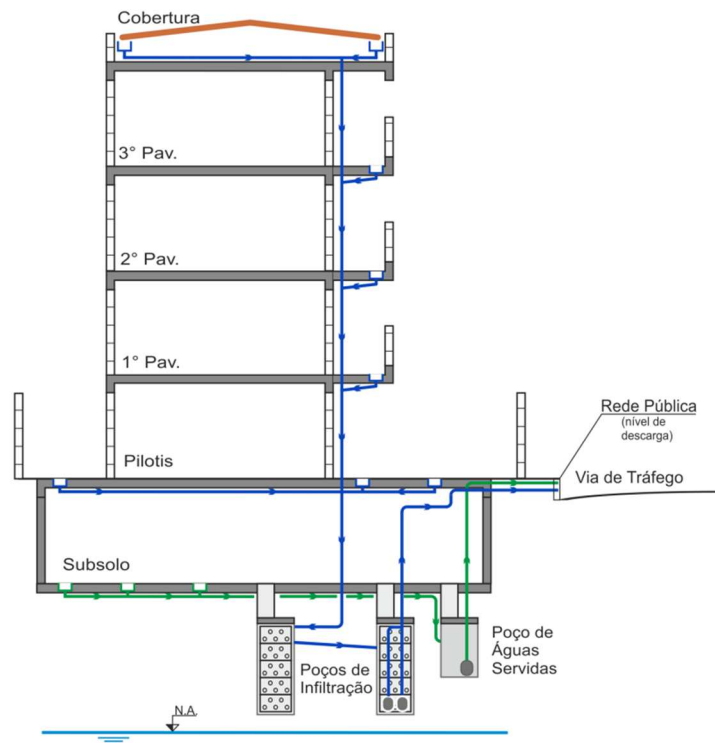


Figura A.1 - Modelo de poço de infiltração instalado em subsolo de edifício munido de um sistema de boia.

De acordo com o esquema apresentado na figura, um sistema de infiltração por poços necessita completo para ser instalado em subsolo de edifício tem as características descritas a seguir:

- a) revestimento da parede e do fundo com manta de geotêxtil que atuará como filtro nos dois sentidos para os fluxos, a manta será localizada na interface entre o solo e o revestimento do poço;
- b) no caso de poços não revestidos e preenchidos com material drenante, como brita, o geotêxtil atuará na interface entre este e o solo, passando a ter também a função de auxiliar na distribuição do fluxo;
- c) os revestimentos mais utilizados para a contenção das paredes dos poços são os tubos de concreto pré-moldados considerado como o revestimento mais adequado para obras de maior porte pois pode ser construído utilizando a mecanização tanto na escavação como na colocação do revestimento além do revestido com tijolos assentados em crivo ou mesmo o uso de pneus usados que são indicados para

utilização em lotes com construções de poucos poços, nos três casos os sistemas são de fácil execução e a técnica é de domínio popular;

- d) os poços ainda podem ser preenchidos com materiais reciclados manufaturados ou não de elevada capacidade de armazenamento e drenagem. Já existem no mercado produtos manufaturados com índice de vazios superior a 97%, confeccionado com material de polipropileno, não nocivo ao meio ambiente, de alta resistência mecânica e resistente a ataques químicos do solo. De acordo com as informações do fabricante, esses produtos podem ser oferecidos em sete padrões de capacidade de carga diferentes ou sob encomenda para a carga necessária;
- e) de qualquer forma, é recomendável a pré-filtragem da água de modo a fazer um tratamento primário da água e evitar a colmatção do material de enchimento do poço ou a funcionalidade do sistema;
- f) para facilitar a manutenção dos poços deve ser colocada uma camada de material granular no fundo do poço;
- g) o afastamento e cota inferior de assentamento do poço devem preservar a integridade das estruturas de edifícios vizinhos, principalmente arrimos e fundações levando em conta as condições de fuste e sua base e a área de influência da infiltração e o nível do lençol freático na sua condição mais elevada da estação;
- h) o poço deve contar com conjunto moto-bomba para recalque do excedente e um sistema extravasor que entra em ação em eventual falha do sistema de moto-bomba. Sempre que possível, deve ser previsto o sistema extravasor atuando por gravidade que possibilita o lançamento do volume excedente no sistema de drenagem convencional por meio de um coletor ligado ao sistema de águas pluviais da rede pública;
- i) sistema de boias com acionamento automático que regula o nível máximo de enchimento do poço, para nível crítico, instalado no último poço do sistema, permitindo o encaminhamento para rede pública dos fluxos de água por meio de um sistema *bypass*;

- j) finalmente, deve ser instalado um dispositivo de visita para manutenção e inspeção do poço.

Para situação em que não há necessidade de bombeamento e o extravasamento poder ser feito por gravidade, diretamente para o sistema público o sistema poderá ter a configuração da Figura A.2. Em áreas pequenas ou de baixo índice de impermeabilização, numa residência por exemplo, um único poço pode ser suficiente para infiltrar o volume de água oriundo das precipitações que incidem sobre o lote, dependendo obviamente da capacidade do solo e nesse caso os fluxos excedentes são encaminhados para a rede pública, por gravidade, por meio de um coletor ligado ao sistema convencional. Nesse caso, é necessária apenas a inclusão de uma caixa de tratamento primário ou pré-tratamento com coleta dos resíduos sólidos.

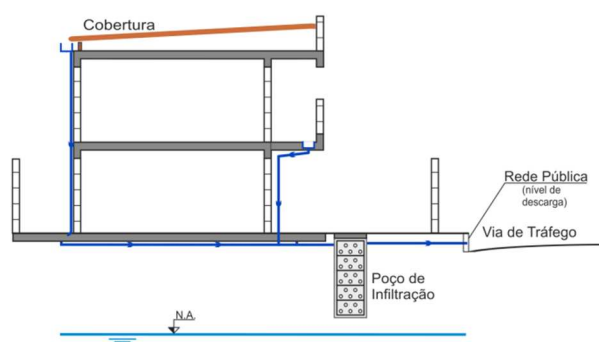


Figura A.2– Modelo de poço de infiltração instalado com cota de descarga ao nível da rua.

Em geral, a utilização de sistema de infiltração requer cuidados especiais com águas suscetíveis à contaminação, como água de lavagem de piso de garagem, essas devem ser encaminhadas para um poço de água servida que será bombeada para fora dos limites da edificação e não infiltrada no solo. O mesmo cuidado deverá ser dispensado aos demais fluxos das áreas impermeabilizadas como pátios e sacadas. Se esses fluxos forem considerados pelo projetista como de alto risco para contaminação do solo e lençol freático, devem ser direcionados para um poço de água servida ou deverá ser adotado algum pré-tratamento antes de ser encaminhados para os poços de infiltração.

Em relação à combinação de sistemas, os poços e trincheiras de infiltração podem ser facilmente combinados em um projeto e ambos podem reservar e infiltrar e ficam enterrados

sem prejudicar o uso da área para outros fins, desde que respeitadas as particularidades dos sistemas de infiltração já descritas. A Figura A.3 mostra um croqui com a instalação de uma bateria de poços e trincheiras de infiltração interligados para infiltrar as águas de chuva coletadas do telhado e das superfícies impermeabilizadas de edificações isoladas ou contíguas.

Em sistema de poços e trincheiras, a trincheira é composta por material drenante que, ao mesmo tempo, faz a adução dos fluxos de um poço para o outro, promove a infiltração no solo, realizando a infiltração de forma mais abrangente possível na área e nesse caso, os fluxos encaminhados ao corpo d'água à jusante ficam bastante reduzidos e ao mesmo tempo haverá o abastecimento do lençol freático. A Figura A.3 apresenta um sistema esquemático de projeto adotando a concepção de poços e trincheiras, essa concepção, que pode reduzir consideravelmente o volume de lançamento à jusante. A Figura A.4 mostra o corte AA do sistema de infiltração, mostrando detalhes da integração poços e trincheiras de infiltração. Alguns cuidados devem ser tomados para que não haja interferência da água nos componentes dos pavimentos (base, sub-base e revestimentos), seja por acumulação de água ou ascensão capilar.

Finalmente, observa-se que o lançamento em múltiplos pontos também pode ser benéfico ao corpo hídrico, como mostra a Figura A.3.

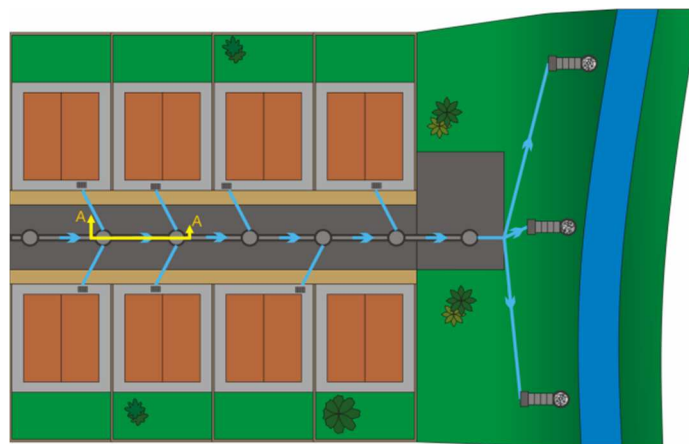


Figura A.3 - *Layout* de um sistema de infiltração composto por poços e trincheiras instalados em condomínio horizontal.

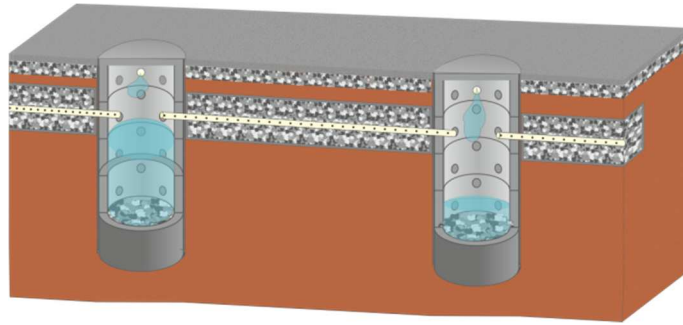


Figura A.4 - Corte AA com detalhe de poços e trincheiras.

A2 - CARACTERIZAÇÃO DO PERFIL E ENSAIOS DE CAMPO

A.2.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

No dimensionamento de poços sugere dois ensaios de laboratório para identificar o perfil: ensaio de laboratório em amostras deformadas utilizando os ensaios de granulometria (com defloculante e sem defloculante) e umidade. Indiretamente esses ensaios podem estimar os vazios do solo, visto que esse ensaio

A identificação do perfil do solo pode ser feita com retirada de amostra no próprio poço a ser ensaiado no campo. Os ensaios de laboratório tem a finalidade de avaliar a granulometria do perfil pelo menos em duas profundidades distintas normalmente, a um e dois metros de profundidade e deve ser considerado a estruturação do solo (granulometria com e sem defloculante). O segundo ensaio irá identificar o perfil de umidade do solo, de preferência com medidas a cada 0,5m de profundidade. Dentre os ensaios de laboratório que podem identificar o perfil, esses dois ensaios são mais fáceis de serem realizados e podem fornecer um ideia da porosidade do solo, avaliando sua capacidade de reter ou drenar água, permitindo conclusões bastante interessante do ponto de vista da infiltrabilidade do perfil nas diversas profundidades.

A.2.2 ENSAIOS DE CAMPO

A avaliação do nível do lençol freático local pode ser obtido por uma perfuração a trado, construção de um piezômetro instalado na área ou pelos laudos de sondagem do local (SPT), tomando o cuidado de fazer uma projeção desse nível para os meses em que o lençol é mais raso na região, no caso de Goiânia isso ocorre entre março e maio, dependendo da ocorrência de chuva nos meses antecedentes. A sondagem também ajudar na identificação do tamanho das partículas do solo em profundidades maiores da análise granulométrica.

Verificou-se bons resultados do ensaio de poço para determinar a taxa de infiltração e permeabilidade *in-situ* do solo, cujos parâmetros podem ser obtidos do poço de pequeno diâmetro para os com cujos perfis possuem vazios maiores ou porque são mais intemperizados ou porque possuem granulometria mais grossa. Já para os solos de granulometria mais fina é mais difícil estabelecer uma relação entre poço pequeno e o poço em escala real.

A.2.3 CRITÉRIOS DE EXECUÇÃO DOS POÇOS

Para projetos de maior porte pode-se realizar a escavação dos poços utilizando equipamentos mecânicos que permite perfurar vários poços em um único dia. Todas as superfícies, envolvendo paredes e fundo do poço devem ser revestidos por manta geotêxtil grampeado ao solo, de forma a trabalhar como filtro e não permitir a perda de material das paredes e fundo para dentro do poço e vice-versa.

A estabilidade das paredes do poço é garantida pelos revestimentos como tubos de concreto, alvenaria de tijolo assentado em crivo ou uso de pneus usados.

Uma tampa de fechamento do poço deverá ser dimensionada para suportar a circulação de veículo sobre a mesma no caso do poço estar localizado sob o pavimento da via de circulação de veículo.

Na Figura A.5 é apresentada uma memória fotográfica de materiais utilizado na construção mecânica de sistema de poços e trincheira de infiltração.



Figura A.5 – Materiais utilizada nos poços e trincheiras: (a) Tubulação drenante; (b) Manta geotêxtil; (c) Brita de preenchimento das trincheiras; (d) Manilha de concreto perfurada para revestimento dos poços de infiltração.

Na Figura A.6 é apresentada uma memória fotográfica da construção mecânica de sistema de poços e trincheira de infiltração.



Figura A.6 – Construção mecânica de sistemas de poços e trincheiras: (a) Perfuratriz para poços; (b) processo de escavação do sistema; (c) poço escavado; (d) conexão entre poço e trincheira; (e) vista do poço e trincheira concluídos e; (f) vista do sistema completo com as ligações da tubulação de águas pluviais às unidades habitacional.

**APÊNDICE B CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DOS PERFIS DO
SOLOANÁLISES MINERALÓGICAS DOS TRÊS CAMPOS DE PESQUISA.**

B1 - CAMPO EXPERIMENTAL I

A Análise Acumulada foi realizada para realçar a identificação dos argilominerais. A Figura B.1 apresenta o difratograma obtido para a amostra de 1,0m considerando 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:

Mineral Principal: caulinita;

Mineral Subordinado: muscovita;

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

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

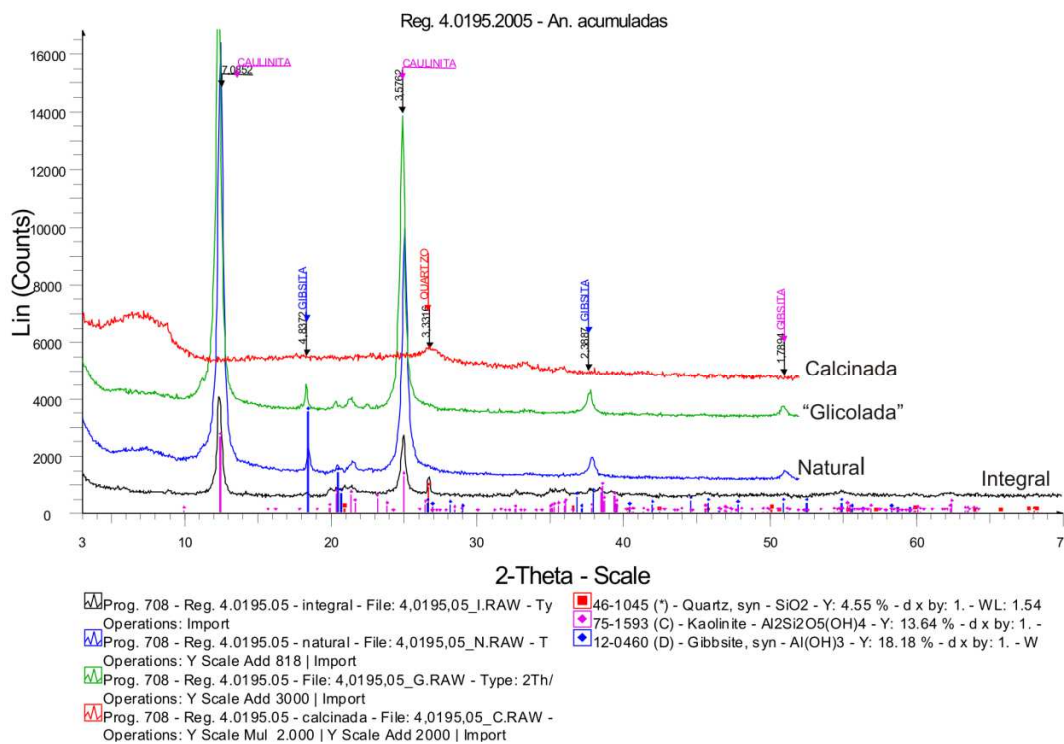


Figura B.1 - Difratograma Amostra 1,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

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.

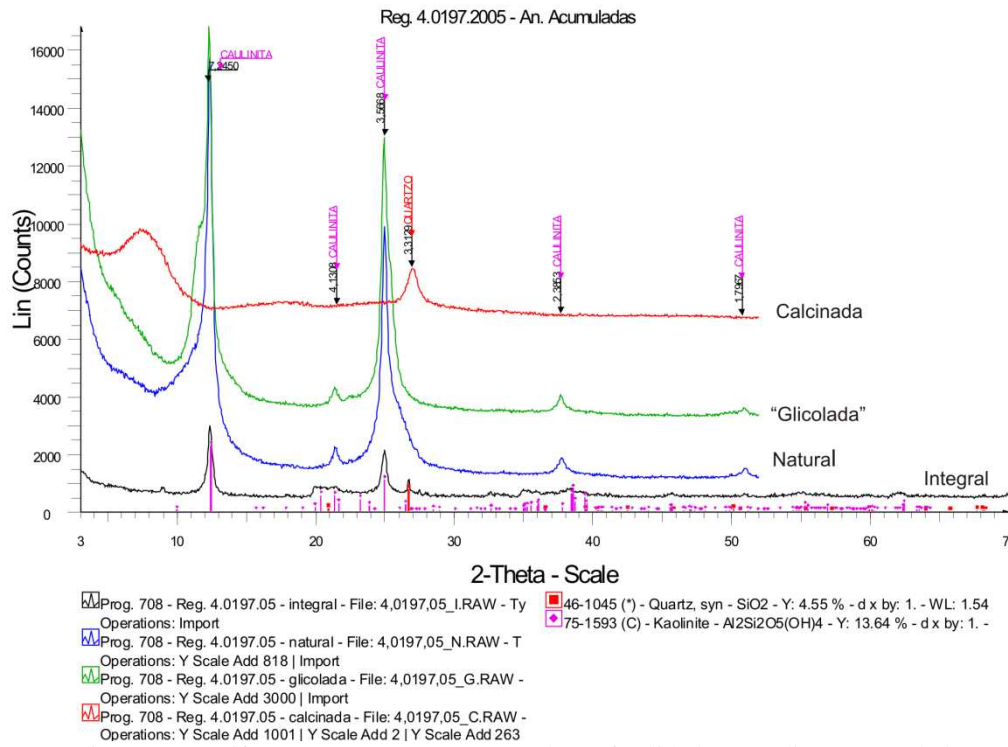


Figura B.2 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

B2 - CAMPO EXPERIMENTAL II

A seguir são apresentados os resultados da DRX para o CE-II avaliadas a 1,0 e 2,0m de profundidade mostrados nas Figuras B.3, B.2, B.3, B.4 e B.5.

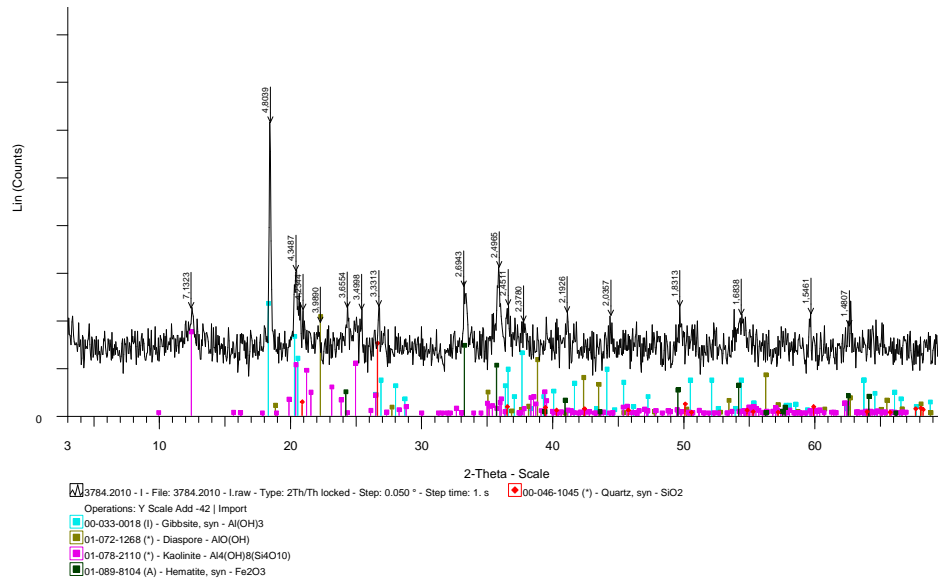


Figura B.3 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

Mineral Principal: Gibbsite;

Minerais Subordinados: Caulinita, quartzo e hematita;

Minerais Traços: Diásporo e goethita.

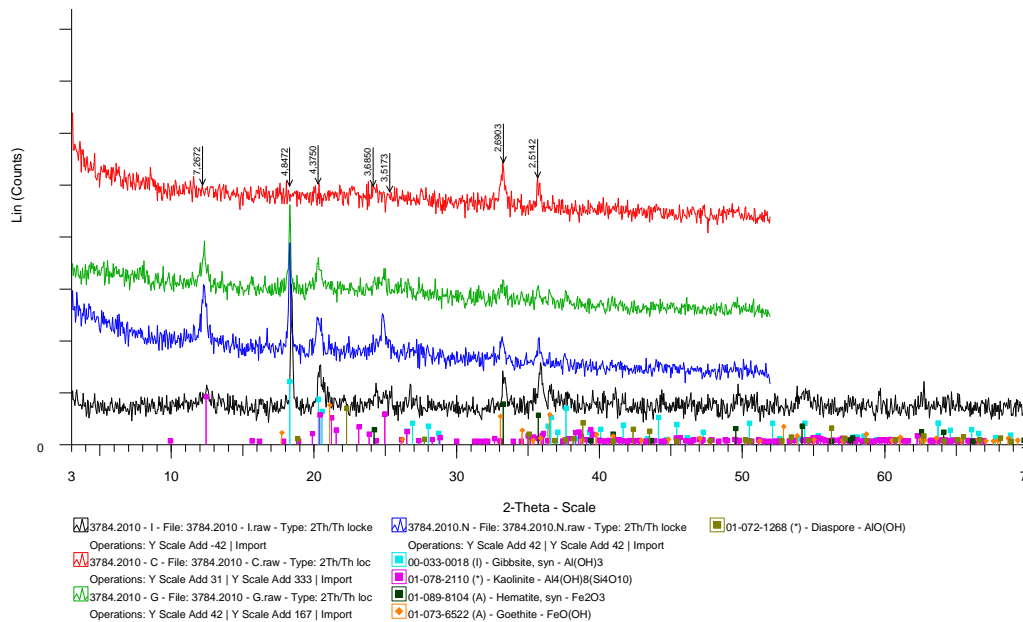


Figura B.4 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

Mineral Principal: Gibbsita;
 Minerais Subordinados: Caulinita, quartzo e hematita;
 Minerais Traços: Diásporo e goethita.

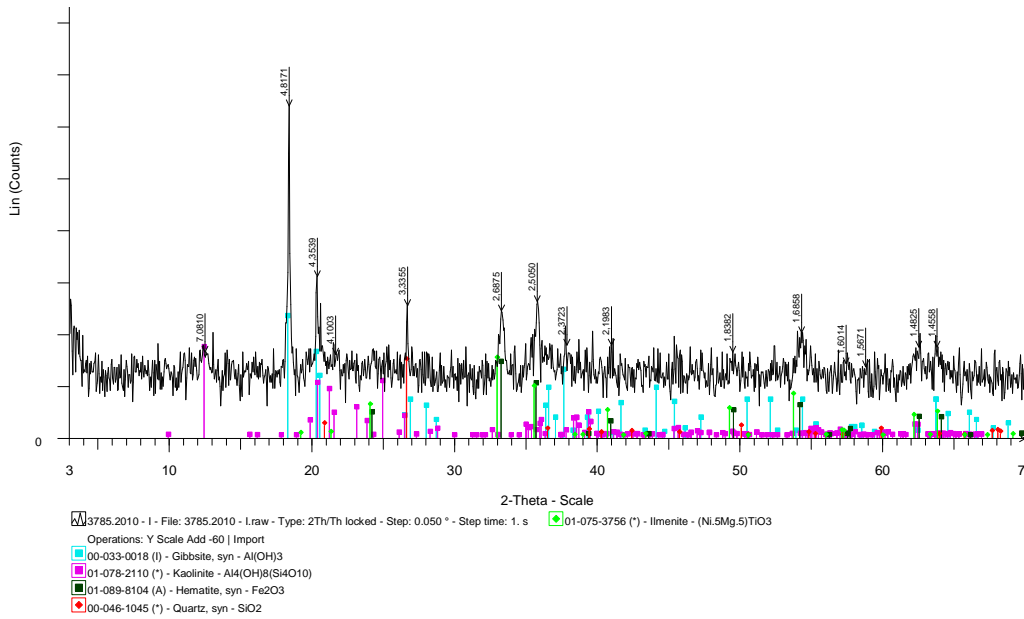


Figura B.5 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

Mineral Principal: Gibbsita;
 Minerais Subordinados: quartzo e hematita;
 Minerais Traços: Caulinita e ilmenita.

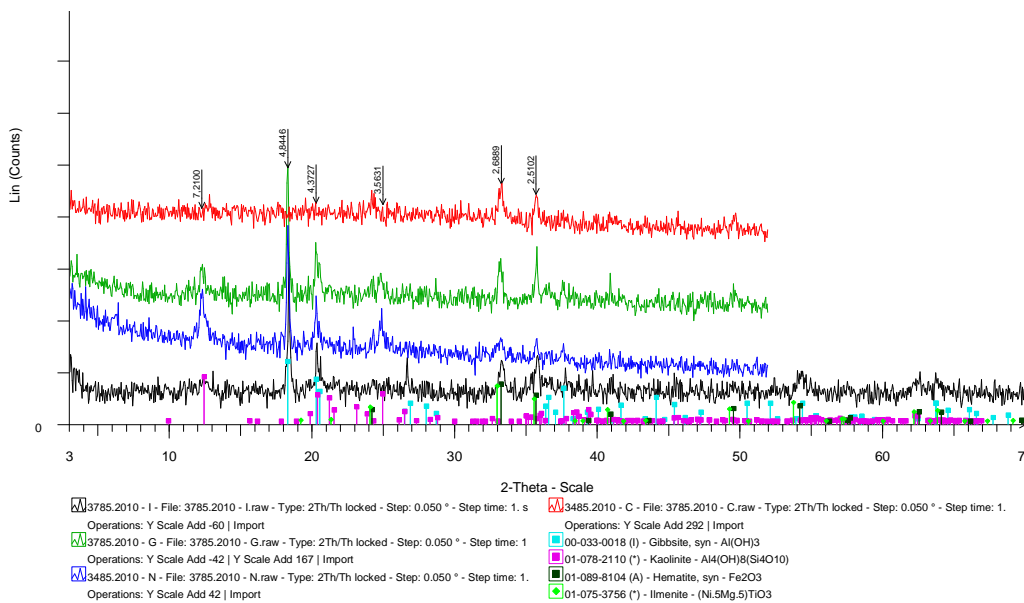


Figura B.6 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

Mineral Principal: Gibbsita;

Minerais Subordinados: Quartzo, caulinita, hematita e espinélio;

Minerais Traços: Micas (Grupo da Muscovita (em azul na ficha)).

O mineral gibbsita (hidróxido de Al), presente em todas as camadas, 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.

B3 - CAMPO EXPERIMENTAL III

As amostras apresentaram resultados bastante semelhantes e o tratamento com etileno glicol praticamente não alterou as amostras. A caulinita, ao contrário do que se esperava não colapsou ao ser aquecida.

As tabelas B.1 e B.2 apresentam os resultados dos minerais encontrados nas amostras com destaque para minerais principais, secundários e traços e respectivos com picos (D). As Figuras B.11 e B.12 mostram os difratogramas da análise realizadas para as profundidades 1,0; e 2,0, respectivamente. Pela comparação dos resultados, pode-se observar a pouca variação ao longo do perfil até essa profundidade.

Tabela A.1 - AMOSTRA AM3 – 1,0m profundidade

MINERAIS	PICOS EM D	TOTAL	FRAÇÃO ARGILA		
			NATURAL	SOLVATADA COM ETILENO GLICOL	AQUECIDA A 490°C
Quartzo	3,34 e 4,27	Secundário menor	-	-	-
Muscovita	4,98 e 10	Principal	Principal	Principal	Principal
Caulinita	3,57 e 7,27	Secundário menor	Principal	Principal	Principal
Gibbsita	4,85	Secundário menor	Secundário menor	Secundário menor	Colapsou
Goetita	2,68 e 4,14	Traço	Traço	Traço	Colapsou

Tabela 5 - AMOSTRA AM5 – 2,0m profundidade

MINERAIS	PICOS EM D	TOTAL	FRAÇÃO ARGILA		
			NATURAL	SOLVATADA COM ETILENO GLICOL	AQUECIDA A 490°C
Quartzo	3,34 e 4,27	Secundário menor	-	-	-
Muscovita	4,98 e 10	Principal	Principal	Principal	Principal
Caulinita	3,57 e 7,27	Secundário menor	Principal	Principal	Principal
Gibbsita	4,85	Traço	Traço	Traço	Colapsou

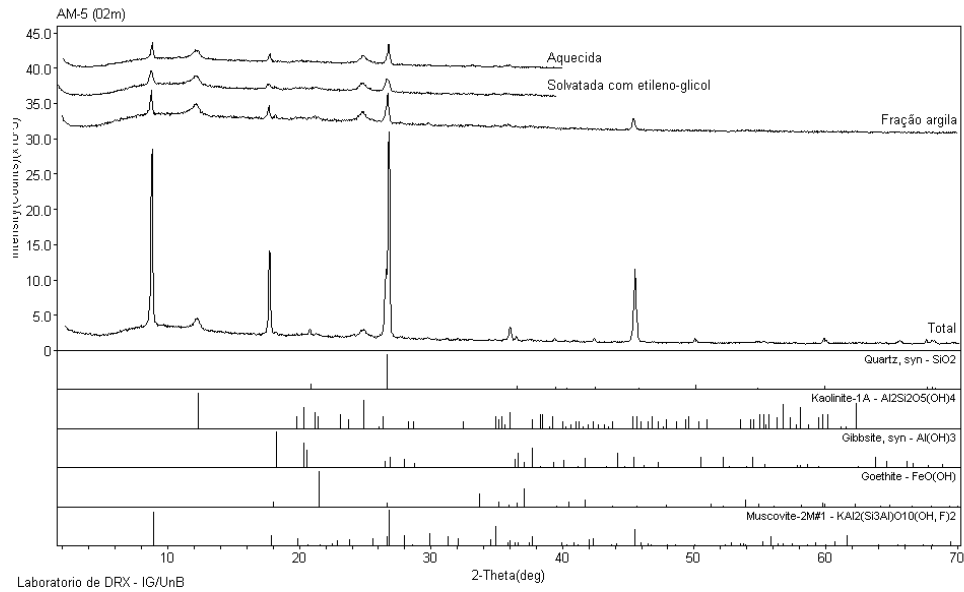


Figura B.11 - Difratoograma Amostra 1,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

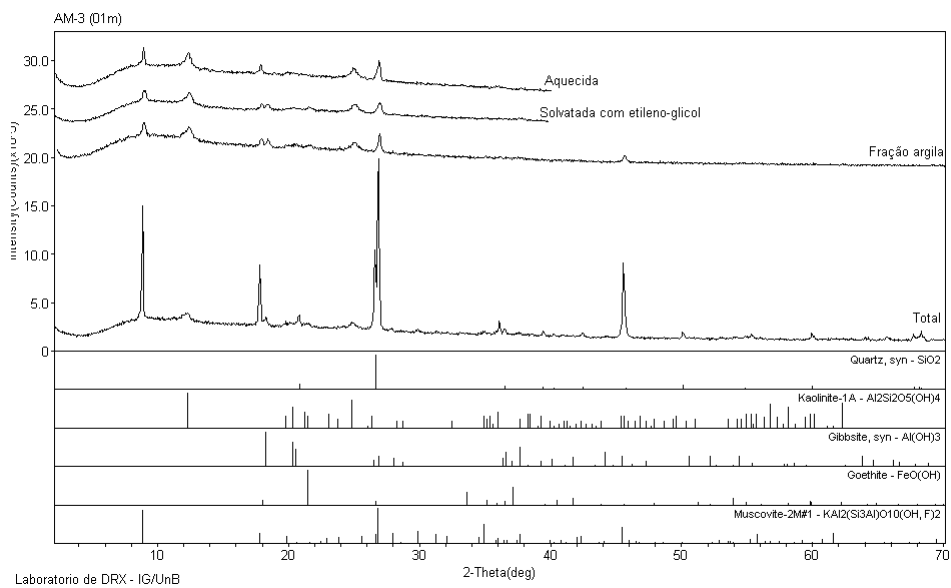
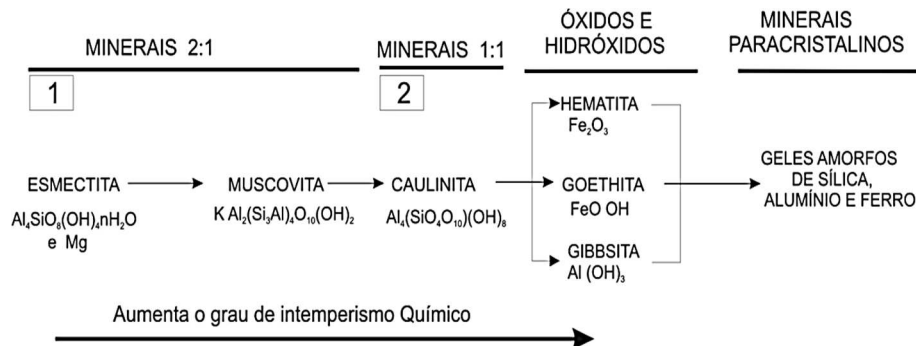


Figura B.12 - Difratoograma Amostra a 2,0m de profundidade – Análises Acumuladas.

O perfil apresentou pequena variação com a profundidade. O tratamento com etileno glicol, praticamente não alterou as amostras e a caulinita, apresentou um comportamento diferenciado não colapsando quando aquecida. Analisando os difratogramas das amostras de solo nas diversas profundidades, observou-se a presença preponderante dos minerais de quartzo e muscovita. A presença da muscovita sobre a caulinita indica um solo com menor grau de intemperismo. O mineral gibbsita (hidróxido de Al), presente em todas as camadas, 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.



B.13 - Intemperismo do solo a partir da rocha de origem. (Modificado de CAMAPUM 2004)
A Floculação das partículas e a pequena porcentagem de argila, como mostram as curvas granulométricas, propiciam maior capacidade de infiltração e percolação do solo.

As amostras submetidas aos ensaios de difração de Raios X permitiram a identificação dos minerais formadores do solo e também permitiram a identificação dos minerais formadores do solo. Mostrou um perfil de solo jovem originário do micaxisto tendo como minerais com reflexões principais o quartzo, a muscovita e a caulinita e como secundário a gibbsita. O perfil apresentou pequenas alterações até a profundidade de 2,50m. O pequeno grau de intemperismo é mostrado pela presença da caulinita. Já a presença preponderante da muscovita é responsável pela característica de solo residual jovem e também pela característica expansiva desse solo.

A mineralogia das argilas é um fator importante influenciando no transporte de fluidos, uma vez que as propriedades típicas das argilas são função basicamente dos argilominerais. As diversas espécies de argilominerais influenciam, diferentemente, o comportamento dos solos, no que diz respeito à capacidade de adsorção, atividade e condutividade hidráulica. As espécies de argilominerais que determinam os extremos das propriedades dos solos são a caulinita e a montmorilonita. Assim, solos com predominância de caulinita possuem menor capacidade de troca catiônica, menor atividade e maior condutividade hidráulica do que solos com montmorilonita (Elbachá, 1989).

A camada de solo residual maduro (até 3,0m de profundidade) – onde predominam a gibbsita, a ilita e, em menor quantidade, a hematita – é mais laterizada (portanto com maior concentração de Al, Fe e Mg) e com caráter concessivo, o que origina maiores valores do índice de torque.

Isto ainda pode ser observado na camada de solo de transição, cuja tendência também é de elevação do índice de torque pelo fato ainda da presença de gibbsita e hematita, embora em menores quantidades, como minerais de ocorrências secundárias. Com a passagem para o solo residual jovem, menos intemperizado e sem concreções, observa-se uma diminuição do índice de torque, o que é acompanhada pela diminuição da gibbsita.

A hematita encontra-se presente, quantitativamente com ocorrência secundária, em todas as camadas do perfil do solo. Isto corrobora a origem do solo na área como proveniente de micaxistos do Grupo Araxá, cuja mineralogia primária é rica em minerais máficos (ferro-magnesianos), tais como: biotita, granadas, hornblenda, piroxênios e clorita.

APÊNDICE C SCRIPT DO PROGRAMA FLEXPDE

TITLE 'Simulação de Infiltração em Poço de Grande e Poço Piloto'

COORDINATES

ycylinder('R','Z')

SELECT {controles}

errlim = 0.005

prefer_stability = on

painted = off

thermal_colors = off

contours = 11

! regrid = off

! fixdt = on

! ngrid = 50

ngrid = 5

VARIABLES

uw(0.01)

GLOBAL VARIABLES

totalflux_1(0.01)

DEFINITIONS

tfinal = 24 ! Tempo máximo de infiltração

big=100 ! Número grande para forçar a condição de fronteira

tm = 30/60 ! Tempo de enchimento inicial, horas

tt= 1/60 ! Tempo de transição da condição de fronteira, horas

{-----

*** Geometria ***

-----}

wt=3.5 ! profundidade do NA ***** ESSE MUDA DEPENDENDO DO

CASO *****

Hp = 2.5 ! profundidade do poço

Rp = 1.2/2 ! raio do poço

Hd = 13.0 ! altura do domínio

Rd = 10 ! raio do domínio

{-----

```

*** initial values ***
-----}
bss = 0.01
uw0 = (Hd-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/m^3
ga = 9.81      !Gravity, m/s^2
minute = 60, hour = 60*minute, day = hour*24
h = uw/gww+z      !Total Head
gws = 29/9.81      !Especific weight of solids, unitless
! Curva característica do solo - Gitirana Jr. & Fredlund (2003) - BIMODAL
{
n0 = 0.58      ! Porosidade inicial
yb1=3.374      ! Valor de entrada de ar dos macroporos
lbd1=1      ! Primeira inclinação da CCSA
lbdres1=1      ! Segunda inclinação da CCSA
yb2=4000      ! Valor de entrada de ar dos microporos
Sb=0.4713      ! Saturação dos microporos
Sres1=(lbd1/(lbd1-lbdres1))*Sb-(lbdres1/(lbd1-lbdres1))*(1+lbd1*LOG10(yb1/yb2))
! Saturação residual calculada
yres1=yb1*10^((1-Sres1)/lbd1)

! Succao residual dos macroporors
yres2=17000      ! Sucção residual dos microporos
Sres2=0.038      ! Saturação residual dos microporos
a=0.08      ! Parâmetro de suavização da curva
tb1=(1-Sres1)/ln(yres1/yb1), tb2=(Sres1-Sb)/ln(yb2/yres1),
tb3=(Sb-Sres2)/ln(yres2/yb2), tb4=(Sres2)/ln(1E6/yres2)

```

$$\begin{aligned}
&tb1b=(-1+(1+tb1^2)^{0.5})/tb1, \quad tb2b=(-1+(1+tb2^2)^{0.5})/tb2, \\
&tb3b=(-1+(1+tb3^2)^{0.5})/tb3, \quad tb4b=(-1+(1+tb4^2)^{0.5})/tb4 \\
&d1=2*\exp(1/\ln(yres1/yb1)), \quad d2=2*\exp(1/\ln(yb2/yres1)), \quad d3=2*\exp(1/\ln(yres2/yb2)) \\
&r1=tb1b, \quad r2=(tb1b-tb2b)/(1+tb1b*tb2b), \quad r3=(tb2b-tb3b)/(1+tb2b*tb3b), \quad r4=(tb3b- \\
&tb4b)/(1+tb3b*tb4b) \\
&th1=-\arctan(tb1)/2, \quad th2=-(\arctan(tb1)+\arctan(tb2))/2, \quad th3=-(\arctan(tb2)+\arctan(tb3))/2, \\
&th4=-(\arctan(tb3)+\arctan(tb4))/2 \\
&Sr1=1+(\tan(th1)*(1+r1^2)*\ln(suc/yb1)-(1+\tan(th1)^2)*(r1^2*(\ln(suc/yb1))^2+a^2*(1- \\
&r1^2*\tan(th1)^2)/(1+\tan(th1)^2))^{0.5})/(1-r1^2*\tan(th1)^2) \\
&Sr2=Sres1+(\tan(th2)*\ln(suc/yres1)*(1+r2^2)+(1+\tan(th2)^2)*(r2^2*(\ln(suc/yres1))^2 \\
&+a^2*(1-r2^2*\tan(th2)^2)/(1+\tan(th2)^2))^{0.5})/(1-r2^2*\tan(th2)^2) \\
&Sr3=Sb+(\tan(th3)*(1+r3^2)*\ln(suc/yb2)- \\
&(1+\tan(th3)^2)*(r3^2*(\ln(suc/yb2))^2+a^2*(1-r3^2*\tan(th3)^2)/(1+\tan(th3)^2))^{0.5})/(1- \\
&r3^2*\tan(th3)^2) \\
&Sr4=Sres2+(\tan(th4)*(1+r4^2)*\ln(suc/yres2)+(1+\tan(th4)^2)*(r4^2*(\ln(suc/yres2))^2 \\
&+a^2*(1-r4^2*\tan(th4)^2)/(1+\tan(th4)^2))^{0.5})/(1-r4^2*\tan(th4)^2) \\
&Sr=(Sr1-Sr2)/(1+(\text{suc}/((yb1*yres1)^{0.5}))^{d1})+(Sr2- \\
&Sr3)/(1+(\text{suc}/((yres1*yb2)^{0.5}))^{d2})+(Sr3-Sr4)/(1+(\text{suc}/((yb2*yres2)^{0.5}))^{d3})+Sr4 \\
&Sr10=1+(\tan(th1)*(1+r1^2)*\ln(suc0/yb1)- \\
&(1+\tan(th1)^2)*(r1^2*(\ln(suc0/yb1))^2+a^2*(1-r1^2*\tan(th1)^2)/(1+\tan(th1)^2))^{0.5})/(1- \\
&r1^2*\tan(th1)^2) \\
&Sr20=Sres1+(\tan(th2)*\ln(suc0/yres1)*(1+r2^2)+(1+\tan(th2)^2)*(r2^2*(\ln(suc0/yres1) \\
&)^2+a^2*(1-r2^2*\tan(th2)^2)/(1+\tan(th2)^2))^{0.5})/(1-r2^2*\tan(th2)^2) \\
&Sr30=Sb+(\tan(th3)*(1+r3^2)*\ln(suc0/yb2)- \\
&(1+\tan(th3)^2)*(r3^2*(\ln(suc0/yb2))^2+a^2*(1-r3^2*\tan(th3)^2)/(1+\tan(th3)^2))^{0.5})/(1- \\
&r3^2*\tan(th3)^2) \\
&Sr40=Sres2+(\tan(th4)*(1+r4^2)*\ln(suc0/yres2)+(1+\tan(th4)^2)*(r4^2*(\ln(suc0/yres2) \\
&)^2+a^2*(1-r4^2*\tan(th4)^2)/(1+\tan(th4)^2))^{0.5})/(1-r4^2*\tan(th4)^2) \\
&Sr0=(Sr10-Sr20)/(1+(\text{suc0}/((yb1*yres1)^{0.5}))^{d1})+(Sr20- \\
&Sr30)/(1+(\text{suc0}/((yres1*yb2)^{0.5}))^{d2})+(Sr30-Sr40)/(1+(\text{suc0}/((yb2*yres2)^{0.5}))^{d3})+Sr40 \\
&! Funcao de permeabilidade - Brooks & Corey (1964) \\
&y_{cr}=y_{b1}
\end{aligned}$$

$$lbdk = (-\text{LOG}_{10}((1+S_{res1})/2)) / ((\text{LOG}_{10}(y_{res1} * y_{b1})/2) - \text{LOG}_{10}(y_{b1}))$$

}

! Curva característica do solo - Gitirana Jr. & Fredlund (2003) - UNIMODAL

$$n_0 = 0.58 \quad ! \text{ Porosidade inicial}$$

$$y_b = 3.374 \quad ! \text{ Valor de entrada de ar dos macroporos}$$

$$lbd = 1 \quad ! \text{ Primeira inclinação da CCSA}$$

$$lbd_{res} = 1 \quad ! \text{ Segunda inclinação da CCSA}$$

$$S_{res} = (lbd_{res} / (lbd - lbd_{res})) * (lbd * \text{LOG}_{10}(1000000/y_b) - 1) \quad ! \text{ Saturação residual}$$

calculada

$$y_{res} = y_b * 10^{((1 - S_{res}) / lbd)}$$

! Sucção residual

$$agg = 0.08 \quad ! \text{ Parâmetro de suavização da curva}$$

$$tb1 = (1 - S_{res}) / \ln(y_{res} / y_b), \quad tb2 = S_{res} / \ln(1e6 / y_{res}), \quad tb1b = (-1 + (1 + tb1^2)^{0.5}) / tb1, \quad tb2b = (-1 + (1 + tb2^2)^{0.5}) / tb2$$

$$dgg = 2 * \exp(1 / \ln(y_{res} / y_b))$$

$$rgg1 = tb1b, \quad rgg2 = (tb1b - tb2b) / (1 + tb1b * tb2b), \quad thgg1 = -\arctan(tb1) / 2, \quad thgg2 = -(\arctan(tb1) + \arctan(tb2)) / 2$$

$$Sr1 = 1 + (\tan(thgg1) * \ln(suc / y_b) * (1 + rgg1^2) - (1 + \tan(thgg1)^2) * (rgg1^2 * (\ln(suc / y_b))^2 + agg^2 * (1 - rgg1^2 * \tan(thgg1)^2) / (1 + \tan(thgg1)^2))^{0.5}) / (1 - rgg1^2 * \tan(thgg1)^2)$$

$$Sr2 =$$

$$S_{res} + (\tan(thgg2) * \ln(suc / y_{res}) * (1 + rgg2^2) + (1 + \tan(thgg2)^2) * (rgg2^2 * (\ln(suc / y_{res}))^2 + agg^2 * (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2) / (1 + \tan(thgg2)^2))^{0.5}) / (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2)$$

$$Sr = Sr2 + (Sr1 - Sr2) / (1 + ((suc) / ((y_{res} * y_b)^{0.5}))^{dgg})$$

$$Sr10 = \text{SAVE}(1 + (\tan(thgg1) * \ln(suc0 / y_b) * (1 + rgg1^2) - (1 + \tan(thgg1)^2) * (rgg1^2 * (\ln(suc0 / y_b))^2 + agg^2 * (1 - rgg1^2 * \tan(thgg1)^2) / (1 + \tan(thgg1)^2))^{0.5}) / (1 - rgg1^2 * \tan(thgg1)^2))$$

$$Sr20 =$$

$$\text{SAVE}(S_{res} + (\tan(thgg2) * \ln(suc0 / y_{res}) * (1 + rgg2^2) + (1 + \tan(thgg2)^2) * (rgg2^2 * (\ln(suc0 / y_{res}))^2 + agg^2 * (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2) / (1 + \tan(thgg2)^2))^{0.5}) / (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2))$$

$$+ agg^2 * (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2) / (1 + \tan(thgg2)^2))^{0.5} / (1 - rgg2^2 * \tan(thgg2)^2))$$

$$Sr0 = \text{SAVE}(Sr20 + (Sr10 - Sr20) / (1 + ((suc0) / ((y_{res} * y_b)^{0.5}))^{dgg}))$$

! Função de permeabilidade - Brooks & Corey (1964)

ycr=yb

lbdk=(-LOG10((1+Sres)/2)/((LOG10(yres*yb)/2)-LOG10(yb)))

! A partir daqui, deixar sempre ativo, pois independe de qual tipo de curva característica é usada,

Uni ou Bimodal

mv = 1e-6 !o arquivo do Alexandre tinha 1e-3

nv = n0+mv*uw

n0v = n0+mv*uw0

theta = Sr*nv

theta0 = Sr0*n0v

ksath = 1e-6*3600

kmin=1e-12*3600

eta=2+3*lbdk

delta=eta/lbdk

kwh=ksath*(ycr/suc)^eta

k = if suc<=ycr then ksath+kmin else kwh+kmin

kratio=1

kh=k

{-----

*** 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)

vecfluxw = vector(-kh*dr(h),-kv*dz(h))

{-----

*** Condição de Fronteira ***

-----}

NAP = if t<=tm then Hp - (t/tm)*Hp 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 = (wtp-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)

{-----

*** Verificação da conservação de água ***

-----}

vwiv = VOL_INTEGRAL(theta,1)

vwis = VOL_INTEGRAL(theta0,1) - totalflux_1

INITIAL VALUES

uw = uw0

EQUATIONS

! uw: $dr(kh*dr((uw/gww)+z))+(kh/r)*dr((uw/gww)+z)+dz(kv*dz((uw/gww)+z)) = dt(vwc)$

! uw: $dr(kh*r*dr((uw/gww)+z))/r+dz(kv*dz((uw/gww)+z)) = dt(vwc)$

uw: $dr(kh*r*dr(uw/gww))/r+dz(kv*(dz(uw/gww)+1)) = dt(theta)$

totalflux_1: $dt(totalflux_1) = \text{sintegral}(\text{NORMAL}(\text{vecfluxw}, "Flux_1")$

!RESOLVE (gradhy)

BOUNDARIES

Region 1

! *** Solo CAMPO 1 - UNIMODAL ***

!Valores médios

n0=0.532, yb=2.33, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

!Valoressuperiores

! n0=0.622, yb=2.33, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=6.16, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=2.33, lbd=0.875, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=2.33, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.32e-5

!Valores inferiores

! n0=0.442, yb=2.33, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=0.881, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=2.33, lbd=0.079, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*1.82e-6

! n0=0.532, yb=2.33, lbd=0.263, lbdres=0.0388, agg=0.05, ksath= 3600*2.51e-7

! *** Solo CAMPO 2 - BIMODAL ***

!Valores médios

! n0=0.6267, yb1=2.00, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

!Valores superiores

! n0=0.7332, yb1=2.00, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=4.4383, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=2.00, lbd1=1.7236, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=2.00, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*7.30e-5

!Valores inferiores

! n0=0.5201, yb1=2.00, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=0.9013, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=2.00, lbd1=0.4938, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*1.36e-5

! n0=0.6267, yb1=2.00, lbd1=0.9226, lbdres1=0.0404, yb2=6045.2, Sb=0.243, yres2=20848.2, Sres2=0.0124, a=0.023, ksath= 3600*2.53e-6

! *** Solo CAMPO 3 - UNIMODAL ***

!Valores médios

! n0=0.4555, yb=32.075, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5

!Valores superiores

```
!      n0=0.533, yb=32.075, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-54
!      n0=0.4555, yb=1730.89, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5
!      n0=0.4555, yb=32.075, lbd=1.237, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5
!      n0=0.4555, yb=32.075, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*2.38e-4
```

!Valores inferiores

```
!      n0=0.378, yb=32.075, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5
!      n0=0.4555, yb=0.594, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5
!      n0=0.4555, yb=32.075, lbd=0.355, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*5.45e-5
!      n0=0.4555, yb=32.075, lbd=0.662, lbdres=0.0973, agg=0.1, ksath= 3600*1.25e-5
```

start 'poco' (0,Hd-Hp)

```
!      natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*big else if uw>0 then (uw-uwf)*big else 0 line to
(Rp,Hd-Hp)
```

```
!      natural(uw) = if t<=tm then (uw-uwf)*big else if uw>0 then (uw-uwf)*big else 0 line to
(Rp,Hd)
```

value(uw) = if t<=tt then uw0 + (t/tt)*(uwf-uw0) else uwf line to (Rp,Hd-Hp)

value(uw) = if t<=tt then uw0 + (t/tt)*(uwf-uw0) else 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)

feature "Flux_1" Start (0,Hd-Hp) mesh_spacing=Hp/100

Line to (Rp,Hd-Hp) Line to (Rp,Hd)

TIME

from 0 to tfinal by 1e-6

MONITORS

PLOTS

```
!      for cycle = 50
```

```
      for t = 0 by 0.5 to tfinal
```

```
      {-----
```

```
      *** Output for VisioPlot ***
```

```

-----}
tecpot(uw, h, 100*Sr, 100*theta, wR/3600, wZ/3600, kh/3600, kv/3600)
grid(r,z) as "Geometry and mesh"
contour(uw) as "Pore-water pressure, kPa"
contour(h) as "Total Head, m"
vector(wR,wZ) as "Vetores de fluxo"
contour(Sr) as "Degree of Satiration"
! contour(e) as "Void ratio"
! contour(yb1) as "Air-entry value, kPa"
! contour(yres1) as "Residual suction, kPa"
! contour(Sres1) as "Residual degree of saturation"
! contour(a) as "CCSA a"
! contour(ksath) as "Saturated hydraulic conductivity, m/h"
! contour(kh)
! contour(kv)
! contour(kh) zoom(0,Hd-1.1*hp, 1.5*Rp,1.5*Rp)
! elevation(wr,wz) on "Flux_1"
elevation(kh) on "Flux_1" LOG
history(kh) at (Rp,hd) (Rp,hd-0.2*hp) (Rp,hd-0.4*hp) (Rp,hd-0.6*hp) (Rp,hd-0.8*hp)
(Rp,hd-hp) LOG
history(dt(kh)) at (Rp,hd) (Rp,hd-0.2*hp) (Rp,hd-0.4*hp) (Rp,hd-0.6*hp) (Rp,hd-
0.8*hp) (Rp,hd-hp)
elevation(uw0) from (Rp,0) to (Rp,Hd) as "Initial Pore-water pressure distribution"
elevation(uw) from (Rp,0) to (Rp,Hd) as "Pore-water pressure distribution"
export format '#y#b#1' file="uw.dat"
! history(Hd-NAP) as "Boundary variables"
history(hcd) as "Altura de coluna de água no poço"
history(NAP) as "Nível da água medido a partir da boca do 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(vwiv,vwis) as "Verificação da conservação de água: volumes de água no
domínio por dois cálculos"
  export format '#t#b#1#b#2' file="Conservacao de agua.dat"
END
```

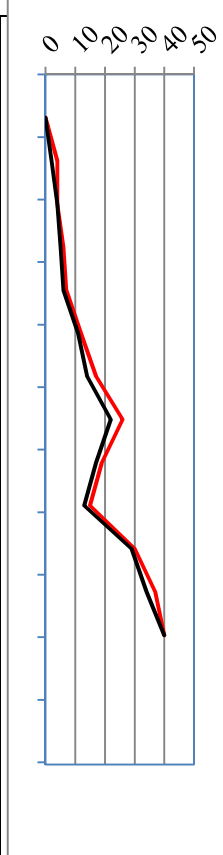
ANEXOS

ANEXO A SONDAGEM TIPO SPT DAS ÁREAS

A2 CAMPO EXPERIMENTAL II

O ensaio de SPT do CE-II é apresentado no Quadro C-2.

Relatório de Sondagem			
Prof. (m)	N.A. (m)	SPT	
		1°+2°	2°+3°
0,00			
-1		0	0
-2		2	4
-3		4	4
-4		5	6
-5		6	7
-6		11	12
-7		14	17
-8		22	26
-9		17	19
-10		13	15
-11		29	30
-12		34	37
-13		40	40



Descrição das amostragem

Argila pouco siltosa, marrom

Argila pouco siltosa, marrom, mole

Argila pouco siltosa, vermelha, mole

Argila pouco siltosa, vermelha, média

Argila pouco siltosa, vermelha, rija

Argila pouco siltosa, vermelha, dura

Argila pouco siltosa, vermelha, rija

Argila siltosa, com veios amarelo, vermelha, dura

Silte argiloso, com veio amarelo, vermelho, duro

_____ 1ª + 2ª penetrações

_____ 2ª + 3ª penetrações

Local: Rua G, Qd. 807, Lt. 04/05, Setor Elísio Campos

Cidade: Goiânia - Go

Relatório:01/01

Responsável técnico: Eng. Carlos Augusto B. Campos CREA 9122-D-PA

Data: 11/05/2011


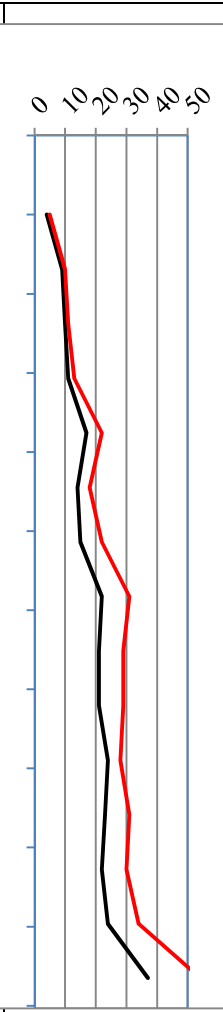
Furo: SP 01

Limite da sondagem: 12,45m

Data N.A: 12/05/2011 - 5,60m

A3 CAMPO EXPERIMENTAL III

O ensaio de SPT do campo experimental III é apresentado no Quadro C-3.

Quadro C-3 - CAMPO EXPERIMENTAL III					
		SETE - SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA LTDA Av. Independência n° 1024 Setor Leste Vila Nova - Goiânia GO (62) 3202-0600			
		Relatório de Sondagem			
Prof. (m)	N.A. (m)	SPT			Descrição das amostragem
		1°+2°	2°+3°		
0,00					25cm de superfície aterrada
-1,45		4	5		argila silto arenosa marrom escura, pouco micácea
-2,45		9	10		silte arenoso marrom escura, micáceo, pouco compactado
-3,45		10	11		Idem marrom, c/ pedregulho, micáceo, méd. compactado
-4,45		11	13		Idem marrom, c/ pedregulho, micáceo, compactado
-5,45		17	22		Idem var (roxo), c/ grãos de quartzo, micáceo, compactado
-6,45		14	18		Idem var (amarelo), c/ pedregulho, micáceo, méd. compactado
-7,45		15	22		Idem var (amarelo), c/ grãos de quartzo, micáceo, compactado
-8,45		22	31		Idem var (roxo), c/ pedregulhos, micáceo, compactado
-9,45		21	29		Idem var (marrom), micáceo, compactado
-10,45		21	29		Idem var (cinza), micáceo, compactado
-11,45		24	28		Idem var (cinza), micáceo, compactado
-12,45		23	31		Idem var (cinza), micáceo, compactado
-13,45		22	30		Idem var (cinza), micáceo, compactado
-14,45		24	34		Idem var (cinza), micáceo, compactado
-15,44		37	54/29		Idem var (cinza), micáceo, muito compactado
_____ 1ª + 2ª penetrações _____ 2ª + 3ª penetrações					
Local: Rua G, Qd. 807, Lt. 04/05, Setor Elísio Campos Cidade: Goiânia - Go Responsável técnico: Aleones José da Cruz Jr. CREA 15296-D Go Data: 08-09 /12/2010 Furo: SP 01 Limite da sondagem: 15,44m Data N.A: 08/12/2010 - 15:30h - 7,95m Cota: 97,31 Início da lavagem: 3,45m Data N.A: 09 /12/2011 - 7:30h - 8,50m Final do revestimento: 3,00m					