

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

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE POÇOS DE
INFILTRAÇÃO NA CIDADE DE GOIÂNIA-
GO**

ALEXANDRE GARCÊS DE ARAUJO

D0018G10
GOIÂNIA
2010

ALEXANDRE GARCÊS DE ARAUJO

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE POÇOS DE INFITRAÇÃO NA CIDADE DE GOIÂNIA-GO

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Gilson de Farias Neves Gitirana Junior

Co-orientador: Maurício Martines Sales

D0018G10
GOIÂNIA
2010

ALEXANDRE GARCÊS DE ARAUJO

**ANÁLISE DO DESEMPENHO DE POÇOS DE INFILTRAÇÃO NA CIDADE DE
GOIÂNIA-GO**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em ____ / ____ / ____.

Prof. Dr. Gilson de F. N. Gitirana Junior (Presidente)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Maurício Martines Sales (Co-orientador)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Patrícia de Araújo Romão (Membro interno)
Universidade Federal de Goiás

Prof. Dr. Wai Ying Yuk Gehling (Membro externo)
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Á Deus

Aos meus pais, Maria Helena e Beneval

Aos meus irmãos, Valéria, Luciano e Saulo

E a minha querida Kamilla, pelo amor e compreensão.

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Goiás, Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção civil por ter me concedido a oportunidade deste trabalho.

Ao Professor Gilson Gitirana Jr. pela orientação, dedicação, paciência e por ter compartilhado parte do seu conhecimento. A experiência de ter realizado este trabalho com sua orientação é algo único e imensurável por qualquer título ou grau, obrigado pela dedicação e por esta oportunidade.

Ao Professor Maurício Martines Sales pela contribuição dos seus valiosos conhecimento dos solos Goianienses, e pela co-orientação.

À Professora Patrícia de Araújo Romão por aceitar fazer parte da banca de avaliação deste trabalho e pela geração dos mapas geológicos e de solos.

Aos Professores do Gecon em especial ao Professor Carlos pela sempre disponibilidade em ajudar.

A Professora Wai Ying Yuk Gehling por me receber na Universidade Federal do Rio Grande do Sul onde tive a oportunidade realizar o ensaio de condutividade hidráulica do solo não saturado e de ter os primeiros contatos com automatização de ensaios, e por aceitar fazer parte da banca de avaliação deste trabalho.

A Carolina Feuerharmel pelas explicações de utilização do permeâmetro triaxial desenvolvido por ela, e ao grande Jair técnico do laboratório de solos da UFRGS pela ajuda nos ensaios e pela companhia nos almoços no RU da UFRGS nos meus quase três meses de permanência naquela universidade.

A Eufrosina por compartilhar o que já havia pesquisado e por participar dos ensaios de campo e do desenvolvimento do sistema de medição da variação da coluna de água no poço de infiltração.

Aos inestimáveis colegas de pós graduação Arthur Daniel e Eder Chaveiro.

Agradecimento especial para Rodrigues Borges pelo apoio e amizade nas tantas dificuldades ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

A UnB pela utilização do granulômetro a laser.

Aos amigos do departamento de topografia da AMOB pelo apoio e amizade.

À Agência Municipal de Obras por fornecimento da água utilizada nos ensaios de campo e por todo apoio me concedido para realização deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo do desempenho de poços de infiltração. Dois campos experimentais foram selecionados para avaliação dos poços, um estudado por Carvalho (2008) e outro implantado neste trabalho. O principal objetivo desta pesquisa é avaliar a sensibilidade do desempenho do poço de infiltração perante a variabilidade das propriedades do solo. Foram considerados três parâmetros de desempenho, o tempo de infiltração de 50%, 70% e 85% do volume de água no poço. As variabilidades das propriedades foram feitas com a utilização de valores possíveis obtidos pelo coeficiente de variação de cada propriedade analisada. No campo experimental implantado neste trabalho foram retiradas amostras indeformadas para realização de ensaios de laboratório como caracterização, adensamento, curva característica, condutividade hidráulica saturada e não saturada. A curva característica mostrou a presença de macro estrutura tendo seu formato como bimodal. A condutividade hidráulica saturada mostrou que o comportamento do solo é regido pela macro estrutura resultando em valor de condutividade hidráulica bem próximo ao de solos arenosos. O ensaio de condutividade hidráulica do solo não saturado foi realizado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul utilizando o permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007). A função de condutividade hidráulica obtida foi comparada com a estimada pelo método de Brooks e Corey (1964) que mostrou bom resultado até o valor de sucção referente ao primeiro patamar da curva característica. Foi desenvolvido um método automatizado para monitoramento da variação da coluna de água no poço durante a infiltração. O método baseou-se na utilização de sensores de pressão e um sistema de aquisição de dados, a comparação deste método com o convencional utilizando uma trena mostrou bons resultados. As análises numéricas mostraram que a condutividade hidráulica saturada é a propriedade que mais influência no desempenho das estruturas de infiltração. Não foram observadas diferenças consideráveis nas análises considerando diferente profundidade do nível do lençol freático

Palavras-Chave: Poços de infiltração. Condutividade hidráulica. Parâmetro de desempenho. Análise de sensibilidade.

ABSTRACT

This paper presents the performance study of infiltration pits. Two experimental fields were selected for evaluation of the pits, one studied by Carvalho (2008) and the other deployed in this work. The main objective of this research is to evaluate the sensitivity of the performance of the infiltration pit before the variability of soil properties. Three performance parameters were considered: time of infiltration 50%, 70% 85% the volume of water in the well. The variability of the properties was made with the use of possible values obtained by the coefficient of variation of each property evaluated. In the experimental field deployed in this study were collected undisturbed samples to perform laboratory tests such as characterization, consolidation test method, soil-water characteristic curve, saturated and unsaturated hydraulic conductivity. The SWCC showed the presence of macro structure and its format as bimodal. The saturated hydraulic conductivity showed that the soil behavior is governed by the macro structure, this resulted in hydraulic conductivity value close to the sandy. The hydraulic conductivity test was performed at the Federal University of Rio Grande do Sul using the permeameter developed by Feuerharmel (2007). The function of hydraulic conductivity obtained was compared with Brooks & Corey (1964) prediction method showing good results to the first baseline of SWCC. An automated method was developed for monitoring the variation of the water column in the well during infiltration. The method was based on the use of pressure sensors and a data acquisition system, comparing this method with using a conventional tape measure showed good results. Numerical analysis showed that the saturated hydraulic conductivity is the property that most influence on the performance of the structures of infiltration differences were not observed in the analysis considering different depth of groundwater level.

Keywords: Infiltration wells. Hydraulic conductivity. Performance parameter. Sensitivity evaluate.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

cd – com defloculante

cu – com ultrassom

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

N.A – Nível d'água

NBR – Norma Brasileira

PVC – Cloreto de Polivinila

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

sd – sem defloculante

su – sem ultrassom

UnB – Universidade de Brasília

ws – secagem prévia

wn – sem secagem prévia

we – seca em estufa

LISTA DE SÍMBOLOS

a, m e n – parâmetros de ajuste

h_{co} – altura capilar nos poros do solo

S – grau de saturação

S_c – saturação causada por capilaridade

S_a – saturação causada pela adesão.

Kpa –Quilo pascal

d – raio do tubo

S_C – saturação causada pela capilaridade,

e – índice de vazios

D_H – diâmetro equivalente para misturas homogêneas

S_R – grau de saturação

m – parâmetro de influência da distribuição dos poros

S_a – saturação causada por forças de adesão

m – parâmetro de ajuste

u_a – poro pressão de ar

u_w – poro pressão de água

C_ψ – parâmetro de correção que se aproxima de 1 para baixas sucções e zero para sucções na ordem de 10^7 kPa

n – parâmetros de ajuste

b – parâmetros de ajuste

k_r – coeficiente de permeabilidade relativo,

$k^w(\theta)$ – coeficiente de permeabilidade em função da umidade volumétrica

k_w – coeficiente de permeabilidade

h – carga total

k_s – permeabilidade saturada

m_v – coeficiente de alteração volumétrica de solos saturados

u_w – poro pressão de água

k_x^w – coeficiente de permeabilidade na direção x

k_y^w – coeficiente de permeabilidade na direção y

m_2^w – coeficiente de alteração volumétrica de água em relação à sucção matricial

cm^3 – centímetros cúbicos

a – área da mangueira que contém a coluna de mercúrio

h_{CP} – altura da amostra

ΔH – deslocamento da coluna de mercúrio

A_{CP} – área da amostra

Δt – intervalo de tempo para deslocamento da coluna de mercúrio

L_{Hg} – comprimento da coluna de mercúrio

cm – centímetros

bar – unidade de pressão

r – coordenada radial

z – coordenada axial

m – metros

R_p – raio do poço

H_p – altura do poço

R_d – raio do domínio

H_d – altura domínio

Δe – diferença entre o índice de vazios das duas curvas para uma dada tensão de interesse

e_0 – índice de vazios da curva sem inundação para a tensão de interesse

S_{res1} – saturação residual dos macro poros

S_{res2} – saturação residual dos micro poros

a – parâmetro de suavização da curva

α – fator de forma

σ' – tensão normal efetiva

σ – tensão normal total na direção x , y ou z

χ – parâmetro varia de zero para solos completamente secos a um para solos saturados

ψ – sucção matricial

ψ_{res} – sucção residual

ψ_b – valor de entrada de ar

ψ – sucção matricial

ψ_n – parâmetro de normalização

ψ_r – sucção residual

σ_w – tensão superficial na água

β_w – ângulo de contato entre a água e a superfície do tubo

γ_w – peso específico da água

ψ – sucção matricial

ψ_n – parâmetro de normalização

ψ_r – sucção residual

v_w – taxa de fluxo

Θ – umidade volumétrica normalizada

θ_s – umidade volumétrica saturada

θ_r – umidade volumétrica residual

ψ_{VEA} – sucção matricial corresponde ao valor de entrada de ar

Θ^q – fator de correção

θ – umidade volumétrica, $\frac{\partial}{\partial t}$ = derivação em relação ao tempo

γ_w – peso específico da água

γ_{Hg} – peso específico do mercúrio (g/cm³)

ψ_{b1} – sucção correspondente ao valor de entrada de ar dos macroporos

ψ_{res1} – sucção residual dos macro poros

ψ_{b2} – sucção correspondente ao valor de entrada de ar dos microporos

Ψ_{res1} – sucção residual dos micro poros

λ_1 – primeira inclinação da curva característica

λ_2 – segunda inclinação da curva característica

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1. JUSTIFICATIVA.....	2
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
CAPÍTULO 2 REVISÃO DE LITERATURA.....	5
2.1 CRESCIMENTO DE GOIÂNIA, IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO E MEDIDAS ALTERNATIVAS DE DRENAGEM	5
2.2 ABORDAGENS MECANÍSTICAS PARA INFILTRAÇÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS	8
2.2.1 Armazenagem de água: Curva Característica	8
2.2.2 Fluxo de água: Condutividade hidráulica do solo não saturado.....	17
2.2.3 Métodos de obtenção da condutividade hidráulica do solo não saturado.....	18
2.2.4 Equações governantes de fluxo de água	21
CAPÍTULO 3 MATERIAIS E METODOLOGIA.....	24
3.1 ÁREA ESTUDADA.....	24
3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	27
3.2.1 Retirada de Amostras.....	28
3.2.2 Ensaios de Caracterização.....	29

3.2.3	Curva característica pelo método do papel filtro.....	31
3.2.4	Condutividade Hidráulica e Compressibilidade do Solo Saturado	32
3.3	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO NÃO SATURADO	34
3.3.1	Sensores de deformação.....	36
3.3.2	Transdutores de pressão.....	38
3.4	ENSAIOS DE CAMPO.....	38
3.4.1	Construção das Estruturas de Infiltração	38
3.4.2	Procedimento de Ensaio de Infiltração	39
3.5	ANÁLISES NUMÉRICAS E PARAMÉTRICAS.....	45
3.5.1	Descrição do Software FlexPDE.....	45
3.5.2	Análise numérica dos ensaios de infiltração	46
3.5.3	Análises de sensibilidade	51
CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....		56
4.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	56
4.1.1	Caracterização Física	56
4.1.2	Análise granulométrica convencional.....	58
4.1.3	Análise granulométrica utilizando granulômetro a laser	59
4.1.4	Potencial de colapso	63
4.1.5	Curva característica da água do solo	65
4.1.6	Condutividade hidráulica saturada	67

4.1.7	Condutividade hidráulica não saturada.....	68
4.2	ENSAIOS DE CAMPO.....	72
4.2.1	Medição da variação do nível de água no poço	72
4.2.2	Monitoramento da variação da sucção utilizando os tensiômetros	74
CAPÍTULO 5 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO		77
5.1	GEOMETRIA E CONDIÇÃO INICIAL	77
5.1.1	Geometria.....	78
5.1.2	Condição inicial.....	79
5.1.3	Resultados da variação do domínio e da condição inicial	80
5.2	REFINAMENTO DO MODELO NUMÉRICO	81
5.3	ANÁLISE DO ENSAIO DE INFILTRAÇÃO, VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	88
5.3.1	Variação da coluna de água.....	88
5.3.1	Comparação da sucção medida com os tensiômetros.....	89
CAPÍTULO 6 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE		91
6.1	DESCRIÇÃO DOS CASOS ANALISADOS	91
6.1.1	Geometria, condições iniciais e de contorno.....	93
6.2	VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO SOLO.....	95
6.2.1	Curva característica	96
6.2.2	Função de condutividade hidráulica	98
6.3	SUMÁRIO DOS CASOS ANALISADOS	99

6.4	RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS UTILIZANDO OS PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS	101
6.4.1	Poço Grande	101
6.4.2	Poço Pequeno	106
6.5	SENSIBILIDADE DO DESEMPENHO DOS POÇOS AOS PARÂMETROS DO SOLO	110
6.5.1	Poço Grande	112
6.5.2	Poço Pequeno	119
6.5.2.2	Solo CE-2 (residual de granulito), NA Profundo e NA Raso	122
CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS		126
7.1	CONCLUSÕES.....	126
7.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	128
REFERÊNCIAS		130

LISTA DE FIGURA

Figura 2.1 – Modelo Simplificado de drenagem alternativa (HOLMAN-DODDS; BRADLEY; POTTER, 2003).....	7
Figura 2.2 – Curva característica típica (modificado de FREDLUND;XING, 1994)	9
Figura 2.3 Variáveis de estado de tensão para solos não saturados (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977).....	10
Figura 2.4 – Desenho esquemático da medida de sucção matricial e total (modificado de BULUT, 2008).....	15
Figura 3.1 – Mapa Geológico de Goiânia e distribuição das áreas estudadas (COMDATA, 2001; MORETON, 1994; ROMÃO, 2010).....	25
Figura 3.2 – Mapa de Solos de Goiânia e distribuição das áreas estudadas (COMDATA, 2001; CAMPOS <i>et al</i> , 2003; ROMÃO, 2010).....	25
Figura 3.3 – Disposição dos elementos do campo experimental (unidades em metros)	27
Figura 3.4 – Retirada de amostras	28
Figura 3.5 – Granulometro a laser do Laboratório de Geotecnia da UnB	29
Figura 3.6 – Moldagem de amostra direto no bloco	31
Figura 3.7 – Conjunto, solo – papel filtro – solo.....	32
Figura 3.8 – Adição de água na amostra	33
Figura 3.9 – Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007).....	35
Figura 3.10 – Permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007)	35
Figura 3.11 – Curva de calibração do sensor de efeito hall	37

Figura 3.12 – Posicionamento dos sensores de efeito hall.....	37
Figura 3.13 – Execução do poço de infiltração	39
Figura 3.14 – Sistema para medição da variação do nível d'água durante o enchimento e infiltração	41
Figura 3.15 – Sistema para medição da variação do nível d'água durante o enchimento e infiltração	41
Figura 3.16 – Sistema de calibração do sensor de pressão: a) dreno, b) sensor de pressão, c) visor do nível d'água.....	42
Figura 3.17 – Saturação do tensiômetro.....	43
Figura 3.18 – Instalação dos Tensiômetros.....	44
Figura 3.19 – Ambiente de edição de scripts do programa FlexPDE v5	47
Figura 3.20 – Exemplo de resultados de saída em gráficos do programa FlexPDE v5.....	47
Figura 3.21 – Geometria do problema	49
Figura 3.22 – Condições de fronteira.....	51
Figura 3.23 – Exemplo de diagrama tornado	55
Figura 4.1 – Perfil de umidade no campo experimental em 29/04/2009	57
Figura 4.2 – Curvas granulométricas, com e sem defloculante.....	58
Figura 4.3 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 1,00m.....	60
Figura 4.4 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 2,00m.....	60
Figura 4.5 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 3,00m.....	61
Figura 4.6 – Curva de adensamento Natural e Inundado (Profundidade de 2,00m)	64

Figura 4.7 – Curva de adensamento Natural e Inundado (Profundidade de 3,00m)	64
Figura 4.8 – Curva característica todas as profundidades (obtida pelo processo de umedecimento)	67
Figura 4.9 – Função de condutividade hidráulica.....	70
Figura 4.10 – Adensamento da amostra durante o ensaio de condutividade hidráulica.	70
Figura 4.11 – Comparação da função de condutividade hidráulica, medida e prevista pelo método de Brooks e Corey (1964).....	71
Figura 4.12 – Comparação do ensaio realizado com o sensor de pressão e trena.....	73
Figura 4.13 – Variação adotada do nível d’água dentro do poço, média entre as leituras do sensor e da trena.....	74
Figura 4.14 – Monitoramento da variação de sucção durante o ensaio	75
Figura 4.15 – Comparação da sucção inicial medida com os tensiômetros e o perfil de sucção	76
Figura 5.1 – Parâmetros da geometria	78
Figura 5.2 – a) condição inicial sem ressecamento, b) condição inicial com ressecamento....	80
Figura 5.3 – Comparação da variação da altura da coluna d’água com diferentes domínios ..	81
Figura 5.4 – Densidade da malha de refinamento	84
Figura 5.5 – Conservação de massa para as análises 1, 2 e 3.....	86
Figura 5.6 – Conservação de massa para as análises 4, 5 e 6.....	87
Figura 5.7 – Variação da coluna de água no poço para todas as análises de refinamento.....	87
Figura 5.8 – Comparação da curva de infiltração do modelo numérico com o ensaio em campo	89

Figura 5.9 – Comparação da variação da sucção durante o ensaio obtido em campo e nas análises numéricas	90
Figura 6.1 – Configuração da análise de infiltração	92
Figura 6.2 – Geometria e condições iniciais e de contorno	94
Figura 6.3 – Curva característica do solo CE-1 e variações adotadas na análise de sensibilidade	97
Figura 6.4 – Curva característica do solo CE-2 e variações adotadas na análise de sensibilidade	97
Figura 6.5 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-1 e variações adotadas na análise de sensibilidade.....	98
Figura 6.6 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-2 e variações adotadas na análise de sensibilidade.....	99
Figura 6.7 – Distribuição final de poro pressão para o poço grande, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)	102
Figura 6.8 – Distribuição final do grau de saturação para o poço grande, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)......	102
Figura 6.9 – Comparação da variação da coluna d'água no poço grande considerando o solo CE-1, para o NA Profundo e NA Raso	103
Figura 6.10 – Distribuição final de poro pressão para o poço grande, considerando o solo CE-2: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)	104
Figura 6.11 – Distribuição final do grau de saturação para o poço grande, considerando o solo CE-2: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)......	105
Figura 6.12 – Comparação da variação da coluna d'água no poço grande considerando o solo CE-2, para o NA Profundo e NA Raso	105

Figura 6.13 – Distribuição final de poro pressão para o poço pequeno, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)	106
Figura 6.14 – Distribuição final do grau de saturação para o poço pequeno, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)	107
Figura 6.15 – Comparação da variação da coluna d'água no poço pequeno considerando o solo CE-1, para o NA Profundo e NA Raso.....	108
Figura 6.16 – Distribuição final de poro pressão para o poço pequeno, considerando o solo CE-2: a) N.A Profundo, b) N.A Raso (valores em kPa)	109
Figura 6.17 – Distribuição final do grau de saturação para o poço pequeno, considerando o solo CE-2: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)	109
Figura 6.18 – Comparação da variação da coluna d'água no poço pequeno considerando o solo CE-2, para o NA Profundo e NA Raso.....	110
Figura 6.19 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-1 NA Profundo.	113
Figura 6.20 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-1 NA Raso.....	113
Figura 6.21 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-1 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	114
Figura 6.22 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-1 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	115
Figura 6.23 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-2 NA Profundo	117
Figura 6.24 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-2 NA Raso.....	117

Figura 6.25 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-2 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	118
Figura 6.26 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-2 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	118
Figura 6.27 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-1 NA Profundo.....	120
Figura 6.28 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-1 NA Raso	120
Figura 6.29 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-1 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	121
Figura 6.30 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-1 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	122
Figura 6.31 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-2 NA Profundo.....	123
Figura 6.32 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-2 NA Raso	123
Figura 6.33 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-2 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	124
Figura 6.34 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-2 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração	125

LISTA DE TABELA

Tabela 2.1 Equações para curva característica	12
Tabela 2.2 Técnicas de medidas de sucção (RIDLEY; BURLAND, 1993).	14
Tabela 2.3 Modelos baseados na distribuição granulométrica.....	16
Tabela 2.4 Modelos empíricos de predição da condutividade hidráulica não saturada.....	19
Tabela 2.5 Modelos estatísticos de predição da condutividade hidráulica não saturada.	20
Tabela 2.6 Equações que governam o fluxo de água em solos	21
Tabela 3.1 – Campos experimentais selecionados e atividades executadas	26
Tabela 3.2 – Modos de preparação da amostra para ensaio no granulômetro (segundo sugerido po BORGES <i>et al</i> , 2009).....	30
Tabela 3.3 – Dimensões dos poços analisados	49
Tabela 4.1 – Índices físicos	57
Tabela 4.2 – Classificação segundo NBR 6502/95	59
Tabela 4.3 – Classificação segundo NBR 6502/95	61
Tabela 4.4 – Condição inicial das amostras	63
Tabela 4.5 – Classificação do colapso segundo Jennings & Knight (1975).....	65
Tabela 4.6 – Potencial de colapso dos solos estudados	65
Tabela 4.7 – Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características.....	66
Tabela 4.8 – Condutividade hidráulica saturada, tensão efetiva de 30kPa	68
Tabela 4.9 – Condutividade hidráulica saturada, tensão efetiva de 50kPa	68

Tabela 4.10 – Valores de condutividade hidráulica obtidos	69
Tabela 5.1 – Resumo da análise dos parâmetros de refinamento	85
Tabela 6.1 – Resumo da geometria, condição inicial e de contorno	94
Tabela 6.2 – Propriedades médias, coeficiente de variação e desvio padrão para os dois solos estudados	96
Tabela 6.3 – Combinações de parâmetros do solo para o solo CE-1.....	100
Tabela 6.4 – Combinações de parâmetros do solo para o solo CE-2	100
Tabela 6.5– Tempo gasto para alcançar cada parâmetro de desempenho, propriedades do solo CE-1	111
Tabela 6.6 Tempo gasto para alcançar cada parâmetro de desempenho, propriedades do solo CE-2	111

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Com o acelerado e desordenado adensamento populacional, problemas de drenagem são freqüentes em grandes cidades. O alto índice de impermeabilização das superfícies, o aumento do escoamento superficial e grandes inundações são exemplos de problemas que vem se repetindo freqüentemente nos grandes centros. Medidas alternativas já vêm sendo adotadas por algumas cidades em conjunto com os tradicionais sistemas de drenagem. Dentre essas medidas alternativas, a utilização de estruturas de infiltração vem ganhando espaço.

As estruturas de infiltração minimizam o impacto causado pelos tradicionais sistemas de drenagem, que acumulam a contribuição de grandes bacias em córregos e vertentes. A concepção de projeto destes sistemas tradicionais é permitir a drenagem rapidamente, transferindo o problema à jusante. Com a utilização de sistemas de infiltração, parte da precipitação é drenada no próprio local. Com isso, a quantidade de água do subsolo, reduzida drasticamente com as impermeabilizações, é melhorada. O baixo custo destas estruturas é outro atrativo para sua utilização.

Apesar de possuir concepção adequada, o dimensionamento destas estruturas vem sendo feito sem qualquer controle técnico, sendo a falta de parâmetros de avaliação do desempenho uma das principais dificuldades enfrentadas. Propriedades importantes do solo não saturado, situação do solo onde são implantadas as estruturas, como a curva característica e o grau de colapsividade do solo não vêm sendo observados no dimensionamento. Os diferentes tipos de solos existentes na cidade de Goiânia podem promover comportamento diferenciado das estruturas, podendo, até, inviabilizar sua utilização como estrutura de infiltração. Assim, torna-se indispensável a caracterização e conhecimento das principais propriedades hidromecânicas do solo no dimensionamento de tais estruturas.

Estudos do impacto das propriedades do solo no desempenho das estruturas de infiltração devem ser realizados para definir quais as principais propriedades que devem ser consideradas no dimensionamento. O mapeamento da importância destas propriedades permitirá que não

haja significativas alterações no custo da implantação das estruturas de infiltração, dando ênfase apenas para as propriedades de maior impacto.

1.1. JUSTIFICATIVA

Estudos iniciais realizados na Cidade de Goiânia (CARVALHO, 2008; REIS; OLIVEIRA; SALES, 2008) mostraram a eficiência destas estruturas de infiltração, sendo comprovada sua contribuição para os sistemas de drenagem convencional. Faz-se necessária a continuidade dos estudos técnicos, complementando os já existentes, para obter parâmetros que definam o comportamento em diferentes situações e tipos de solos. A importância da continuidade do estudo das estruturas de infiltração se dá devido aos seguintes fatores ainda pouco estudados:

- O solo próximo à superfície deve ser investigado com maior detalhamento, verificando a influência do ressecamento do solo em contato com a atmosfera.
- A condutividade hidráulica não saturada e demais características do solo não saturado devem ser avaliadas com maior cuidado, pois é nessa situação que as estruturas são implantadas.
- As análises numéricas devem ser ampliadas, simulando a eficiência de diferentes geometrias e de diferentes situações de implantação, incluindo outros tipos de solo e a influência da profundidade do nível do lençol freático.
- Deve-se analisar a influência das propriedades do solo na avaliação do desempenho das estruturas definindo o grau de importância das principais propriedades com a finalidade de reduzir os custos com ensaios para o dimensionamento da estrutura.

A escolha do tema restringindo os trabalhos aos poços de infiltração se deu devido à grande quantidade de estruturas existentes (poços, bacias, valas, trincheiras, pavimentos permeáveis, dentre outros) além desta ter um custo relativamente menor do que as demais e ainda por estar sendo utilizada na cidade de Goiânia sem os parâmetros e critérios apropriados.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é estudar o comportamento de poços de infiltração, como estruturas de drenagem com capacidade de armazenamento e infiltração em solos típicos de Goiânia. É também objetivo, definir o grau de importância das principais propriedades hidráulicas do solo no desempenho destas estruturas.

Os objetivos específicos propostos são:

- Estudar o comportamento mecânico e hidráulico durante eventos de molhagem do solo não saturado de superfície do tipo Latossolo Vermelho, um dos principais solos típicos de Goiânia. O solo objeto do estudo difere do solo estudado por Carvalho (2008);
- Determinar a função de condutividade hidráulica do solo estudado, na condição não saturada;
- Construir e ensaiar um poço de infiltração no local de retirada das amostras estudadas;
- Avaliar a alteração do solo, perante o fluxo imposto, que pode reduzir a resistência ao cisalhamento, causar expansão ou colapso;
- Realizar análises paramétricas envolvendo a geometria do poço e as propriedades do perfil, sendo estas a porosidade, a curva característica e a função de condutividade hidráulica. Assim definir quais propriedades do solo devem ser obtidas com rigor e quais podem ser estimadas ou consideradas como valores típicos.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação é composta por 7 capítulos, os quais contemplam a revisão de literatura, metodologia, resultados de ensaios de laboratório, resultados de ensaios de campo e análises numéricas. Neste capítulo (Capítulo 1) é apresentada a introdução, justificativa, objetivos gerais e objetivos específicos.

Uma revisão de literatura é feita no Capítulo 2, onde são apresentadas as propriedades básicas do solo não saturado e as principais abordagens relacionadas com o entendimento do comportamento hidromecânico do solo não saturado.

São apresentados no Capítulo 3 os materiais e métodos utilizados neste trabalho, para realização dos ensaios de laboratório e de campo, desde a amostragem até os ensaios especiais como o de condutividade hidráulica do solo não saturado. É apresentada também a metodologia utilizada nas análises de sensibilidade do desempenho do poço de infiltração.

Os resultados dos ensaios de campo e laboratório são apresentados no Capítulo 4.

No Capítulo 5 é feita a validação do modelo numérico, com especial ênfase nos parâmetros de refinamento para controle da acurácia e precisão das análises.

As análises de sensibilidade do desempenho do poço de infiltração são apresentadas no Capítulo 6, onde é feita a comparação dos modelos adotados e a visualização dos resultados através dos diagramas tornado.

Finalmente no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e sugestões para pesquisas

CAPÍTULO 2

REVISÃO DE LITERATURA

O progresso urbanístico causa impactos que modificam o curso hidrológico de uma região, através de impermeabilizações sem controle. São utilizadas estruturas de drenagem para evitar os possíveis problemas de escoamento superficial, porém as medidas atualmente adotadas resolvem parcialmente o problema ou apenas transmitem o problema à jusante. Neste item será apresentada a importância de um sistema de drenagem por infiltração, e os parâmetros necessários para avaliação e controle desse sistema.

2.1 CRESCIMENTO DE GOIÂNIA, IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO E MEDIDAS ALTERNATIVAS DE DRENAGEM

Desde o seu surgimento na década de 1930, Goiânia teve um grande crescimento. Pouco mais de 20 anos após sua construção já ultrapassava os 50.000 habitantes o que já começou a gerar certo desconforto pelo fluxo de carros e pessoas nas ruas. Logo surgiram as modificações em contraposição ao plano original, resultando nos primeiros impactos da urbanização a várias regiões da nova Cidade. Em 1960 com a transferência da capital do Brasil para terras goianas a cerca de 180 km de Goiânia, o crescimento populacional foi impulsionado de forma assustadora, em 1980 a população estimada já era de 700 mil pessoas. Com o crescimento desordenado da cidade, o estado perde o controle da expansão para iniciativa privada, acontecendo a descentralização devida à grande valorização das terras próximas ao centro da cidade.

Com a concentração das classes de nível social elevado no Centro, Setor Sul e Setor Bueno, a dinâmica do crescimento passou a ser caracterizada pela expansão e crescimento da periferia, destacando-se nas regiões Noroeste e Sudeste. Essas duas regiões passaram a ser os principais vetores de crescimento de Goiânia. A região Noroeste se ampliou com o lançamento de loteamentos irregulares não obedecendo à legislação em vigor e a região Sudeste constituiu uma reserva de terra urbana, o que foi um grande atrativo para a implantação de conjuntos habitacionais (RODRIGUES, 2009).

Em 2007, já com estimativa de mais de 1,2 milhões de habitantes (IBGE, 2009), a grande explosão demográfica de Goiânia causou expansões urbanas e ocupações de forma desordenada, causando efeitos como uma malha urbana descontínua; poluição dos recursos hídricos; ocupação desordenada dos fundos de vale e em áreas de alto valor ecológico; resultando em falta de infra estrutura básica e o aumento das invasões e ocupações irregulares.

O adensamento populacional causado pela urbanização, principalmente pela urbanização desordenada, pode provocar impactos que alteram as condições naturais de uma região, aumentando significativamente as inundações causadas pelo aumento do escoamento superficial. Ocorre também um aumento considerável de sedimentos na bacia hidrográfica, principalmente devido às construções e limpeza de terrenos.

A retirada da cobertura vegetal é a primeira ação do processo de urbanização, seguida, quase sempre, da impermeabilização dos solos. Esse processo de desenvolvimento das cidades transforma significativamente o balanço hídrico da bacia, pois promove um aumento na velocidade e no volume das águas superficiais, antecipa e eleva o pico das cheias e reduz a transpiração vegetal e o escoamento subsuperficial. Ou seja, acelera o escoamento das águas pluviais, permitindo que se acumulem mais rapidamente nos pontos baixos das cidades (NAGEM, 2008).

Os danos causados pela urbanização são difíceis, senão impossíveis de serem reparados. Ao analisar os impactos, os pesquisadores têm reconhecido não só a quantidade de áreas impermeáveis, mas também o grau de conectividade com essas superfícies impermeáveis como fator importante para observação dos impactos da urbanização (HOLMAN-DOBBS; RADLEY; POTTER, 2003).

Com o aumento do escoamento superficial, os sistemas de drenagem convencionais ou não suportam o acúmulo da precipitação no pico, ou apenas transferem o problema para a jusante. A política existente de controle e desenvolvimento de medidas de drenagem se baseia no conceito de escoar a água precipitada o mais rápido possível. Este conceito foi abandonado nos países desenvolvidos desde a década de 1970 (TUCCI, 2003).

Tucci (2003) classifica as medidas alternativas de drenagem em três níveis:

- ◆ Drenagem na fonte: envolve o controle de drenagem com medidas feitas em áreas primárias (ex. lote urbano) por meio de pequenos reservatórios que controlam a vazão de pico, podendo infiltrar ou reutilizar a água armazenada. Áreas de infiltração (trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis etc.) que recebem água de áreas impermeáveis devolvendo ao local a capacidade de infiltração.
- ◆ Drenagem em nível de microdrenagem: envolve o controle de drenagem por meio de medidas que envolvem áreas maiores (quadras ou loteamentos). São reservatórios de detenção que são mantidos secos nos períodos de estiagem ou de retenção, que possuem lâmina d'água, servindo não apenas para controle do pico da vazão como também para a qualidade da água.
- ◆ Drenagem em nível de macrodrenagem: medidas de controle nos principais rios urbanos por meio de reservatórios intermediários que reduzem a velocidade do escoamento.

A Figura 2.1 mostra em três etapas a funcionabilidade simplificada de um sistema de infiltração. Inicialmente são consideradas as condições anteriores à urbanização (Figura 2.1a) onde a superfície encontra-se natural com camada vegetal e sem impermeabilizações, em seguida é ilustrado (Figura 2.1b) o sistema convencional de drenagem após a urbanização onde a vazão precipitada é quase toda coletada e direcionada à canalização da rede pluvial mesmo existindo superfícies sem impermeabilizações e uma terceira situação (Figura 2.1c) mostra um exemplo de como pode ser combinado uma drenagem alternativa com uma drenagem convencional onde somente o excesso é direcionado à rede de águas pluviais.

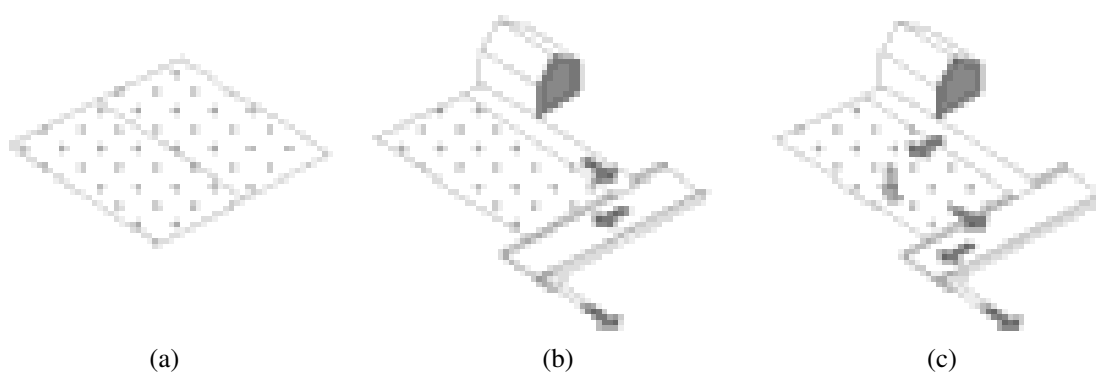


Figura 2.1 – Modelo Simplificado de drenagem alternativa (HOLMAN-DODDS; BRADLEY; POTTER, 2003)

Um sistema de drenagem convencional em conjunto com um sistema alternativo, pode reduzir consideravelmente o escoamento superficial, a vazão despejada nos córregos e vertentes e aumentar a quantidade de água subterrânea.

2.2 ABORDAGENS MECANÍSTICAS PARA INFILTRAÇÃO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Neste item são apresentados os conceitos e leis que regem o fluxo de água em solos não saturados: os métodos empíricos e diretos de obtenção da curva característica e da condutividade hidráulica e as equações que governam o fluxo de água em solos. Estes conceitos são imprescindíveis para modelagem do processo de infiltração das estruturas de drenagem.

2.2.1 Armazenagem de água: Curva Característica

A relação entre a quantidade de água no solo e a sucção de um solo define a curva característica (WILLIAMS, 1982 apud FREDLUND; XING, 1994). A quantidade de água nos poros do solo é comumente representada utilizando a umidade gravimétrica que é a razão entre a massa de água e a massa de sólidos. Pode-se também utilizar o grau de saturação, que indica a porcentagem de vazios que estão preenchidos com água. A sucção pode ser matricial (i.e., $u_a - u_w$) ou total (sucção matricial mais a sucção osmótica). A utilização da sucção matricial é recomendada para baixos valores de sucção (i.e., menores do que 1.500 kPa) já para altos valores a sucção total é mais importante (FREDLUND; WILSON; FREDLUND, 2002).

A Figura 2.2 mostra uma curva característica típica de um solo siltoso onde é possível definir os seguintes parâmetros (FREDLUND; XING, 1994): valor de entrada de ar (i.e., é o valor de sucção matricial onde o ar começa a entrar nos poros maiores do solo) e teor de umidade residual (i.e., valor onde uma grande sucção matricial é necessária para remover uma quantidade adicional de água do solo). A curva principal é a curva de secagem, a curva secundária é a curva de molhagem. As curvas não se coincidem devido ao efeito da histerese. O ponto final da curva de molhagem geralmente não coincide com o ponto inicial da curva de secagem devido certa quantidade de ar preso no solo durante o processo de molhagem. Para

este trabalho será dada ênfase para a curva de molhagem, uma vez que o processo de maior interesse se dá durante a infiltração, que promove a redução da sucção do solo.

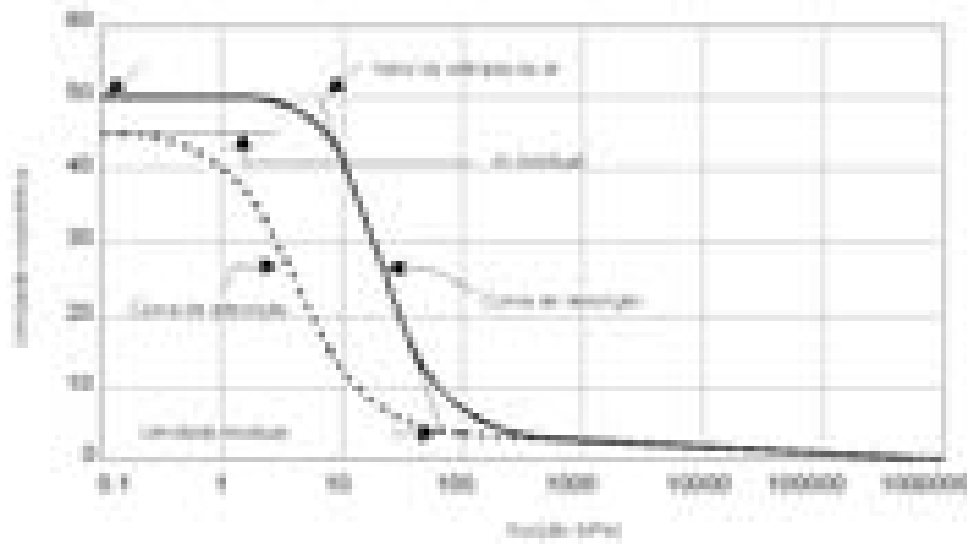


Figura 2.2 – Curva característica típica (modificado de FREDLUND;XING, 1994)

Existem vários solos tropicais que não apresentam curva característica da forma representada pela Figura 2.2. Os solos que apresentam macro e micro estruturas podem apresentar curva característica com valor de entrada de ar da macroestrutura, patamar intermediário e valor de entrada de ar da microestrutura. Isso acontece porque os grãos de argila se agregam e formam partículas com tamanho semelhantes ao do silte e areia e a desaturação ocorre primeiramente entre os grãos agregados e depois no interior dos mesmos (FEUERHARMEL *et al*, 2005). Neste caso, a remoção de água do solo para valores baixos de sucção é controlada pelos macroporos. Pelos microporos a remoção de água é controlada apenas para valores maiores de sucção.

2.2.1.1 Variáveis de Estado de Tensão

As variáveis de estado de tensão que definem o comportamento do solo não saturado foram pesquisadas por diversos autores. Inicialmente as equações tentavam definir a tensão efetiva como sendo a única variável de estado de tensões para o solo não saturado (CRONEY *et al.*, 1958; BISHOP, 1959; LAMBE, 1960; JENNINGS, 1961; RICHARDS, 1966; AITCHISON, 1973). Estas propostas dependiam das propriedades do solo, porém as propriedades medidas

não levavam a um único valor de tensão efetiva. Logo parecia apropriado que as variáveis de estado fossem independentes das propriedades do solo (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Em 1959 Bishop formulou uma expressão que se mostrou satisfatória considerando os dados disponíveis na época e que ficou conhecida como equação de Bishop (Equação (2.1)).

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.1)$$

Onde, σ' = tensão normal efetiva; σ = tensão normal total; u_a = poro pressão de ar; u_w = poro pressão de água; Parâmetro χ varia de zero para solos completamente secos a um para solos saturados.

O estado de tensão de um solo saturado é suficientemente definido por uma única variável de estado (tensão efetiva), mas o comportamento de um solo não saturado é bem mais complexo. Assim, a equação de tensão efetiva foi separada em duas variáveis independentes e sem a necessidade de incorporar as propriedades do solo (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Fredlund e Morgenstern (1977) fizeram análises de equilíbrio em um elemento de solo não saturado (Figura 2.3). Considerou-se as forças internas e forças de superfície, a partir das equações de equilíbrio de força da fase ar, fase líquida e da película contráctil. Foram formuladas as equações de equilíbrio para a estrutura do solo em todas as direções (x, y e z).

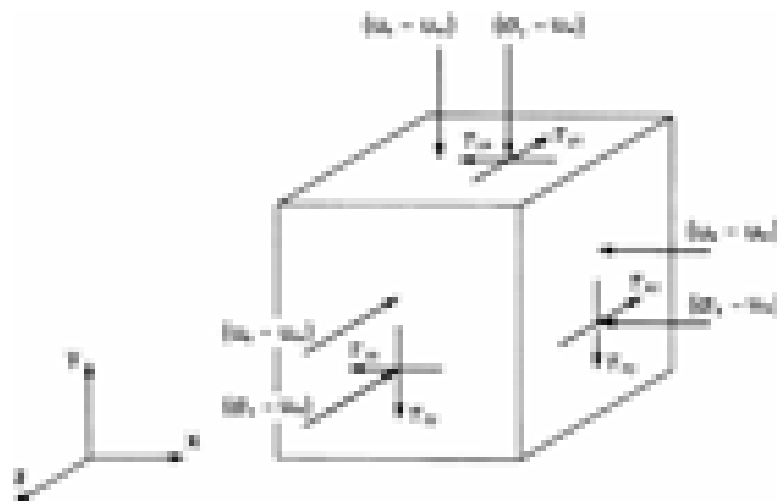


Figura 2.3 Variáveis de estado de tensão para solos não saturados (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977)

Foram extraídos das equações de equilíbrio três conjuntos independentes de variáveis de tensão, sendo estes a tensão normal líquida, $(\sigma_y - u_a)$, a sucção matricial, $(u_a - u_w)$, e a poro-pressão de ar (u_a) . Estas variáveis governam o equilíbrio da estrutura do solo e da película contrátil. A variável u_a pode ser eliminada se as partículas do solo e da água forem consideradas como incompressíveis. Dois tensores descrevem a forma completa para o estado de tensão para um solo não saturado (Equação (2.2) e (2.3)).

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

Onde, u_a = poro pressão de ar; u_w = poro pressão de água; σ = tensão normal na direção x , y ou z .

2.2.1.2 Equações para curva característica

A partir de ensaios de laboratório, é possível obter vários dados para a curva característica. Esses dados podem gerar funções matemáticas. Essas funções matemáticas são importantes para representação gráfica ou modelagem numérica da curva característica. Existem muitos modelos matemáticos propostos na literatura para representação ou modelagem da curva característica (GITIRANA Jr.; FREDLUND, 2004). Os modelos foram definidos por meio de parâmetros variáveis relacionados com a curva característica. As variáveis mais utilizadas foram à sucção correspondente ao ponto de inflexão (variável a), parâmetro relacionado com a taxa de alteração da zona de dessaturação (n) e parâmetro relacionado com a assimetria da curva acima do ponto de inflexão (m) (SILLERS; FREDLUND; ZAKERZADEH, 2001). A Tabela 2.1 mostra algumas equações propostas.

A equação de Gardner (1956) foi uma das primeiras equações usadas para modelar a curva característica. Inicialmente foi desenvolvida para modelar o coeficiente de condutividade

hidráulica do solo não saturado e posteriormente adaptado para modelar a curva característica. A equação utiliza dois parâmetros de ajuste, o inverso do valor de entrada de ar (parâmetro a) e a uma relação com a distribuição dos poros (parâmetro n).

Tabela 2.1 Equações para curva característica

Autor	Equação
Gardner (1956)	$S = \frac{1}{1 + a\psi^n}$
Brooks and Corey (1964)	$S = 1 \quad \psi < a$ $S = \left(\frac{\psi}{a}\right)^{-n} \quad \psi > a$
Brutsaert (1966)	$S = \frac{1}{1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n}$
Tani (1982)	$S = \left(1 + \frac{a - \psi}{a - n}\right) \exp\left(-\frac{a - \psi}{a - n}\right)$
McKee e Bumb (equação de BULTZMAN, 1984)	$S = 1 \quad \psi < a$ $S = \exp\left(\frac{a - \psi}{n}\right) \quad \psi > a$
McKee e Bumb (equação de FERMI, 1987)	$S = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\psi - a}{n}\right)}$
Van Genuchten (1980)	$S = \frac{1}{[1 + (a\psi)^n]^m}$
Fredlund e Xing (1994)	$s = \frac{1}{\left[\ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]\right]^m}$
Gitirana e Fredlund (2004)	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_b\psi_{res}})^d} + S_2$

Notas: S - grau de saturação; ψ - sucção matricial; ψ_{res} – sucção residual; ψ_b - valor de entrada de ar; a , m e n – parâmetros de ajuste

A equação de Brooks e Corey (1964) também foi uma das primeiras equações para a curva característica e continua sendo um modelo popular. A equação é constante para sucções menores do que o valor de entrada de ar e é assumida como uma função exponencial decrescente para sucções maiores do que o valor de entrada de ar. Os parâmetros de ajustes utilizados são o valor de entra de ar (parâmetro a) e o índice do tamanho dos poros (parâmetro n).

A equação de Brutsaert (1966) foi uma das primeiras equações contínuas, o modelo encaixa o grau de saturação versus sucção a todos os intervalos de valores de sucção do solo.

A equação de Tani (1982) sugeriu uma distribuição exponencial para a relação entre grau de saturação e sucção. A equação de Tani mostrada na Tabela 2.1 é resultado de uma modificação de Kosugi (1994) que inclui o valor de entrada de ar para manter consistência com outras equações.

McKee e Bumb (1984) sugeriu uma função exponencial chamada de *equação de Boltzman* para representar a curva característica. A equação considera um valor constante para sucção menor do que o valor de entrada de ar, e uma função exponencial para valores de sucção maiores do que o valor de entrada de ar. Posteriormente foi feito uma variação e a equação foi reescrita e chamada de *equação de Fermi*.

A equação de Van Genuchten (1980) é uma equação contínua que define a curva característica utilizando três parâmetros de ajuste, o valor de entrada de ar (parâmetro a), a distribuição dos poros (parâmetro n) e um parâmetro de assimetria (parâmetro m).

Fredlund e Xing (1984) propuseram uma equação similar a de Van Genuchten (1980) considerando os três parâmetros (i.e., a , n , m). A equação assume que a forma da curva característica depende da distribuição dos poros. O valor de sucção correspondente ao valor de umidade igual a zero é assumido igual a 10^6 kPa. A equação prevê bons ajustes da curva característica para solos arenosos, siltosos e argilosos com valores de sucção de 0 a 10^6 kPa.

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) considerando que a maioria das equações utiliza parâmetros interdependentes e que não correspondem a propriedades do solo ou às características geométricas da curva, propuseram uma nova classe de equações para representar a curva unimodal e bimodal. Os parâmetros de ajuste escolhidos foram o valor de entrada de ar, a sucção residual, o grau de saturação residual e um parâmetro que controla a suavidade da curvatura. A equação proposta foi ajustada para dados de vários tipos de solos.

2.2.1.3 Métodos de obtenção da Curva Característica

A curva característica é essencial para conhecer as propriedades mecânicas e principalmente as propriedades hidráulicas do solo não saturado. Existem vários métodos de obtenção da curva característica e para escolha do método ideal é necessário analisar a textura do solo e a sucção a ser estabilizada (WANG; BENSON, 2004). Na Tabela 2.2 são apresentados alguns métodos de obtenção da curva característica. Neste trabalho o principal método a ser utilizado é o método do papel filtro.

Tabela 2.2 Técnicas de medidas de sucção (RIDLEY; BURLAND, 1993).

Técnica	Tipo de Sucção	Faixa de Sucção (kPa)	Tempo de estabilização
Psicrômetro	Total	300 – 7000	Minutos
Papel Filtro	Total e Matricial	10 – 30000	7 dias (matricial), 14 dias (total)
Bloco poroso	Matricial	30 – 3000	1 semana
Bloco térmico	Matricial	0 – 175	Dias
Placa de sucção	Matricial	0 – 90	Horas
Tensiômetro	Matricial	0 – 90	Horas
Placa de pressão	Matricial	0 – 5000	Horas
Dessecador de Vácuo	Total	1000 - 1000000	Meses

Dentre todas as técnicas de medição de sucção encontradas, o método do papel filtro é o único que consegue obter tanto a sucção matricial quanto a sucção total (BULUT, 2007). O procedimento é simples e não requer o uso de equipamentos especiais. O método envolve a colocação do papel filtro em um container hermético juntamente com a amostra de solo até atingir o equilíbrio de sucção. A troca de água entre o papel filtro e a amostra de solo pode ocorrer tanto por vapor ou por fluxo capilar (Figura 2.4). Para medição da sucção total deve haver um espaço de ar entre a amostra de solo e o papel filtro havendo então o fluxo de vapor de água. Neste caso o papel estará medindo a sucção total. Com o papel em contato com a amostra de solo o equilíbrio de sucção acontecerá através do fluxo capilar de água do solo e a componente osmótica que impede o fluxo de água até o papel não irá atuar medindo assim a sucção matricial.

Com o equilíbrio de sucção entre a amostra de solo e o papel filtro, o teor de umidade do papel é obtido, e a sucção no solo é determinada através da curva de calibração do teor de

umidade do papel filtro com a sucção (FREDLUND; RAHARDJO, 1993; LEONG; HE; RAHARDJO, 2002). O método de ensaio do papel filtro também prevê o procedimento de calibração que pode ser através do equilíbrio com um material ou solução de sucção conhecida. Após o equilíbrio determina-se o teor de umidade e correlaciona-se com a sucção já conhecida.



Figura 2.4 – Desenho esquemático da medida de sucção matricial e total (modificado de BULUT, 2008)

2.2.1.4 Métodos baseados na distribuição granulométrica

O volume, tamanho, arranjo e distribuição dos poros controlam as características do solo. A obtenção das características por meio das propriedades dos poros é mais proeminente no solo não saturado, onde as fases água e ar dependem da quantidade e distribuição dos poros no solo (AUNG *et al.*, 2001). Os métodos indiretos para estimar a sucção do solo através da distribuição granulométrica necessitam de um ajuste na curva característica que pode ser feita pela equação de Fredlund e Xing (1994), e posteriormente são feitas uma série de incrementos de tamanho de partículas partindo das menores para as maiores. São obtidas curvas características para cada série uniforme de partículas, as curvas são então combinadas usando uma técnica de superposição estimando assim a curva característica do solo (FREDLUND; FREDLUND; WILSON, 1997). A Tabela 2.3 apresenta dois modelos indiretos baseados na distribuição granulométrica.

O modelo de Kovács (1981) chamado de MK, modificado por Aubertin *et al.* (2003), faz uso do parâmetro chamado de altura capilar equivalente no meio poroso. Considerando o papel central desenvolvido pela altura capilar, a equação do modelo MK considera unidade de carga

de pressão para definir a sucção. A altura capilar é definida a partir da mesma equação que define a altura capilar h_c de água em um tubo capilar tendo um diâmetro d . A altura capilar de água em um tubo capilar é então obtida pela Equação (2.4).

Tabela 2.3 Modelos baseados na distribuição granulométrica.

Aubertin <i>et al.</i> (2003)	$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m \exp[-m(h_{co}/\psi)^2]$ $S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}}$ $C_\psi = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + \psi_0/\psi_r)}$	
Fredlund e Xing (1994)	$\psi_r = \frac{0.42}{(eD_H)^{1.26}}$	$\psi_r = 0.86h_{co,G}^{1.2}$

Notas: h_{co} – altura capilar nos poros do solo; S_c – saturação causada por capilaridade; S_a – saturação causada pela adesão. ψ - sucção matricial; ψ_n - parâmetro de normalização; ψ_r - sucção residual; m – parâmetro de ajuste.

$$h_c = \frac{4\sigma_w \cos \beta_w}{\gamma_w d} \quad (2.4)$$

Onde, σ_w é a tensão superficial na água; β_w é o ângulo de contato entre a água e a superfície do tubo; γ_w é o peso específico da água; e d o raio do tubo.

Porém, nos solos os tamanhos dos poros não são uniformes e a altura capilar não é facilmente obtida pela Equação (2.4), sendo necessário substituir o diâmetro da Equação (2.4) por um diâmetro equivalente ao sistema de poros do solo. A Equação 2.4 pode ser reescrita e a altura capilar de água no solo pode ser encontrada como mostrado na Equação (2.5).

$$h_{co,G} = \frac{\sigma_w \cos \beta_w}{\gamma_w} \frac{\alpha}{eD_H} \quad (2.5)$$

Onde, α é um fator de forma, e é o índice de vazios, D_H é o diâmetro equivalente para misturas homogêneas e a subscrição G significa solos granulares.

A altura capilar de água no solo é usada para estabelecer uma relação entre o grau de saturação, S_R (ou umidade volumétrica) e a sucção matricial, ψ (expressa como carga de pressão). As equações para a curva de retenção de água considerando a contribuição da

parcela capilar e a contribuição das forças de adesão no grau de saturação é expressa em função de h_{co} e ψ usando as Equações (2.6), (2.7) e (2.8).

$$S_c = 1 - [(h_{co}/\psi)^2 + 1]^m \exp[-m(h_{co}/\psi)^2] \quad (2.6)$$

$$S_a = a_c C_\psi \frac{(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3}(\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad (2.7)$$

$$C_\psi = 1 - \frac{\ln(1+\psi/\psi_r)}{\ln(1+\psi_0/\psi_r)} \quad (2.8)$$

Onde, S_c saturação causada pela capilaridade, m parâmetro de influência da distribuição dos poros, S_a saturação causada por forças de adesão, ψ_n é um parâmetro de normalização, C_ψ é um parâmetro de correção que se aproxima de 1 para baixas sucções e zero para sucções na ordem de 10^7 kPa, ψ_r sucção residual e ψ_0 limite imposto por equilíbrio termodinâmico (i.e., 10^7 cm de água, correspondente aproximadamente a completa secagem do solo).

Para solos granulares a sucção residual é determinada pelo método tangente proposto por Fredlund e Xing (1994) obtido através de ajuste de dados experimentais (Equação (2.9)).

$$\psi_r = \frac{0.42}{(eD_H)^{1.26}} \quad (2.9)$$

Foi estabelecida uma relação simples entre a altura capilar de água equivalente, $h_{co,G}$, e a sucção residual, ψ_r , para solos granulares (Equação (2.10)).

$$\psi_r = 0.86 h_{co,G}^{1.2} \quad (2.10)$$

2.2.2 Fluxo de água: Condutividade hidráulica do solo não saturado

O comportamento de um solo não saturado pode ser descrito por três relações constitutivas: *volume total e teor de umidade* – descreve a alteração de volume e do teor de umidade em relação a duas variáveis de estado de tensão; *resistência ao cisalhamento* – representa a alteração da resistência ao cisalhamento do solo em relação a duas variáveis de tensão; e

condutividade hidráulica – apresenta alteração da condutividade hidráulica do solo em relação a duas variáveis de tensão. Através de um modelo rigoroso de relações constitutivas, problemas de fluxo, alteração volumétrica e resistência ao cisalhamento são resolvidos de forma independentes. Neste item serão apresentadas as relações constitutivas em relação à condutividade hidráulica do solo não saturado.

2.2.3 Métodos de obtenção da condutividade hidráulica do solo não saturado

Vários conceitos têm sido usados para descrever o fluxo de água em um solo não saturado. Em um solo saturado o fluxo de água parte do conceito do gradiente hidráulico onde é assumido que o fluxo ocorre a partir de uma região de grande quantidade de água para outro de menor quantidade de água. Porém em um solo não saturado o fluxo pode acontecer a partir de uma região de baixa quantidade de água para outra com grande quantidade de água, isso quando as variações no solo envolvem histerese e histórico de tensões (FREDLUND; RAHARDJO, 1993).

Existem vários procedimentos experimentais disponíveis para medidas diretas do coeficiente de condutividade hidráulica de solos não saturados, mas por serem procedimentos difíceis e por necessitarem de grande quantidade de tempo, acabam sendo onerosos. Isto direciona o foco das pesquisas no desenvolvimento de procedimentos semi-empíricos para o coeficiente de condutividade hidráulica em solos não saturados. A maioria destes procedimentos semi-empíricos estima a condutividade hidráulica a partir da curva de retenção de umidade ou curva característica, assim a eficiência dos resultados depende da precisão em que foi determinada a relação entre a sucção e a umidade volumétrica (SINGH; KURIYAN, 2003; VANAPALLI; LOBBEZOO, 2002).

A lei de Darcy também pode ser utilizada para descrever o fluxo de água em solos não saturados, onde a condutividade varia com a sucção ($u_a - u_w$). O coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado depende da distribuição do tamanho dos poros e da quantidade de poros disponíveis para a água. A água só pode fluir através de canais contínuos dos poros do solo que contenham água. Quando o solo está saturado o fluxo de água se dá

através de todos os canais. Com a entrada de ar no solo a quantidade de poros com espaço disponível para água é reduzido diminuindo assim o coeficiente de condutividade hidráulica.

A lei de Darcy pode ser descrita conforme a Equação (2.11).

$$v_w = k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (2.11)$$

Onde: v_w = taxa de fluxo; k_w = coeficiente de condutividade hidráulica; e h_w = carga total

Os métodos indiretos podem ser usados para calcular o coeficiente de condutividade hidráulica. Estes métodos usam as propriedades volume/massa do solo e a curva característica. O coeficiente de condutividade hidráulica do solo saturado é também necessário para prever o coeficiente de condutividade hidráulica do solo não saturado. Fredlund, Xing e Huang (1994) dividiram as equações de obtenção da função de condutividade hidráulica de um solo não saturado em dois tipos (Tabela 2.4 e Tabela 2.5): a) equações empíricas e b) equações estatísticas.

Tabela 2.4 Modelos empíricos de predição da condutividade hidráulica não saturada

Modelos empíricos em função da umidade volumétrica, $k_w(\theta)$	
$k_w = \Theta^n$, onde $\Theta = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$	Averjanov (1950)
$k_w = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^n$	Campbell (1973)
$k_w = k_s \exp[\alpha(\theta - \theta_s)]$	Davidson <i>et al.</i> (1969)
Modelos empíricos em função da sucção matricial, $k_w(\psi)$	
$k_w = a\psi + b$	Richards (1931)
$k_w = \alpha\psi^{-n}$	Wind (1955)
$k_w = \frac{k_s}{(a\psi^n + 1)}$	Gardner (1958)
$k_w = \left(\frac{\psi}{\psi_{VEA}} \right)^{-n}$	Brooks e Corey (1964)
$k_w = \exp[-\alpha(\psi - \psi_{VEA})]$	Rijtema (1965)

Notas: k_s = condutividade hidráulica saturada, Θ = umidade volumétrica normalizada, θ_s = umidade volumétrica saturada, θ_r = umidade volumétrica residual, ψ_{VEA} = sucção matricial corresponde ao valor de entrada de ar, n e b = parâmetros de ajuste.

O uso das equações empíricas requer uma quantidade de dados experimentais na mesma proporção das variáveis exigidas para cada modelo, podem ser função da sucção matricial, $k_w(\psi)$, ou função da umidade volumétrica, $k_w(\theta)$. Os modelos estatísticos requerem um bom ajuste para a curva característica e umidade volumétrica. Assim, estas formulações matemáticas dependem de dados experimentais obtidos através de medidas diretas, não dispensando a necessidade de ampliar os estudos para aprimorar as medidas (FEUERHARMEL, 2007).

Tabela 2.5 Modelos estatísticos de predição da condutividade hidráulica não saturada.

Modelos estatísticos para solos não saturados	
$k_r(\theta) = \Theta^q \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}}$	Burdine (1953)
$k_r(\theta) = \Theta^q \left(\frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi(\theta)}} \right)^2$	Mualen (1976a)
$k_r(\theta) = \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{\theta - x}{\psi^2(x)} dx}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{\theta_s - x}{\psi^2(x)} dx}$	Childs e Collis-George (1950)

Notas: k_r = coeficiente de condutividade hidráulica relativo, Θ^q = fator de correção.

Medidas diretas de condutividade hidráulica podem ser realizadas tanto em laboratório quanto em campo. As medidas diretas são em geral relacionadas aos testes de condutividade hidráulica, e os aparelhos utilizados no desenvolvimento dos ensaios em laboratórios são chamados de permeâmetros (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Os métodos diretos são classificados em métodos de regime estacionários e métodos de regime não estacionários. Os métodos de regime estacionários mantêm constante o gradiente de carga hidráulica e a sucção matricial. As condições estacionárias são alcançadas quando a taxa de fluxo que entra no solo é igual à taxa de fluxo que sai do solo. Quando essa condição é alcançada o coeficiente de condutividade hidráulica, k_w , a sucção matricial correspondente aplicada e a quantidade de água, podem ser calculadas. O ensaio deve ser repetido para vários valores de sucção para formular a função de condutividade hidráulica do solo.

Os métodos de regime não estacionário ou de fluxo transiente mantêm o gradiente hidráulico e a sucção matricial variável, a taxa de fluxo depende do tempo. O método do perfil instantâneo é um exemplo de um método de medição de condutividade hidráulica através do fluxo não estacionário. O método pode ser realizado em um processo de molhagem onde é submetido um fluxo não estacionário na amostra ou por um processo de secagem onde é retirado um fluxo da amostra ensaiada. No procedimento a distribuição do teor de umidade pode ser medida e a sucção obtida a partir da curva característica, ou então a sucção medida e o teor de umidade obtido através da curva característica. As medições podem ser feitas por tensiômetros.

2.2.4 Equações governantes de fluxo de água

A equação de Darcy (Equação (2.11)) pode ser estendida para o fluxo de água em solos não saturados. A carga total é substituída por um potencial matricial e o coeficiente de condutividade hidráulica assumido como variável. Vários autores (Tabela 2.6) apresentaram proposta para a modelagem do fluxo de água líquida.

Tabela 2.6 Equações que governam o fluxo de água em solos

Autor	Equação
Richards (1931)	$\frac{\partial}{\partial y} \left[k^w(\theta) \frac{\partial h}{\partial y} \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t}$
Terzaghi (1943)	$\frac{k_w}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t}$
Lam <i>et AL</i> (1987)	$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x^w \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y^w \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_z^w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t}$
Gitirana (2005)	$\frac{\partial}{\partial x} \left[\left(\frac{k^w + k^v}{\gamma_w} \right) \frac{\partial u_w}{\partial x} - \frac{k^v}{\gamma_w} \left(\frac{u_w}{T + 273.15} \right) \frac{\partial T}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\left(\frac{k^w + k^v}{\gamma_w} \right) \frac{\partial u_w}{\partial y} - \frac{k^v}{\gamma_w} \left(\frac{u_w}{T + 273.15} \right) \frac{\partial T}{\partial y} \right] = \frac{\partial (nS)}{\partial t}$

A equação de Darcy (Equação (2.11)) foi estendida para solos não saturados por Buckingham (1907). A carga total foi substituída por um potencial matricial e o coeficiente de condutividade hidráulica foi assumido como variável. Posteriormente Richards (1931) combinou a equação de conservação de massa de água e a lei de fluxo obtendo uma equação

que governa o fluxo transiente de água em solos. A equação ficou conhecida como equação de Richards (Equação (2.12)).

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[k^w(\theta) \frac{\partial h}{\partial y} \right] = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.12)$$

Onde, $k^w(\theta)$ = coeficiente de condutividade hidráulica em função da umidade volumétrica, θ = umidade volumétrica, $\frac{\partial}{\partial t}$ = derivação em relação ao tempo.

Através da combinação da lei de Darcy, equação de conservação de massa de água e alteração volumétrica de solos, Terzaghi (1943) desenvolveu a teoria do adensamento formulando a seguinte equação para o fluxo unidimensional de água em solos saturados (Equação 2.13).

$$\frac{k_w}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} = \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (2.13)$$

Onde, m_v = coeficiente de alteração volumétrica de solos saturados, u_w = poro pressão de água.

Lam *et al.* (1987) apresentou uma equação similar à equação de Richards, porém estendida para condições bidimensionais e assumiu-se o coeficiente de condutividade hidráulica em função da umidade volumétrica ou sucção matricial. Foi proposta a Equação (2.14).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x^w \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y^w \frac{\partial h}{\partial y} \right) = m_2^w \gamma_w \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.14)$$

Onde: k_x^w = coeficiente de condutividade hidráulica na direção x , k_y^w = coeficiente de condutividade hidráulica na direção y , m_2^w = coeficiente de alteração volumétrica de água em relação à sucção matricial.

Gitirana (2005) obteve a equação que governa a conservação e o fluxo de água líquida através dos solos, combinando equações constitutivas de variação volumétrica e equações de fluxo direto com a equação de continuidade de massa de água. Considerando o volume inicial

constante e a estrutura do solo e da água como incompressíveis e ainda a poro pressão de ar assumida como constante, foi obtida a seguinte equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k^w \frac{\partial(u_w/\gamma_w + y)}{\partial x} + \frac{\bar{u}_a + p_v}{\bar{u}_a} \left(\frac{D^{v*}}{\rho_w} \frac{\partial p_v}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k^w \frac{\partial(u_w/\gamma_w + y)}{\partial y} + \frac{\bar{u}_a + p_v}{\bar{u}_a} \left(\frac{D^{v*}}{\rho_w} \frac{\partial p_v}{\partial y} \right) \right] = \frac{\partial(nS)}{\partial t} \quad (2.15)$$

O gradiente de pressão parcial de vapor de água p_v foi expresso em função do gradiente total de poro pressão de água e temperatura baseado na teoria da termodinâmica da umidade do solo, assim a Equação (2.15) pode ser reescrita:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\left(\frac{k^w + k^v}{\gamma_w} \right) \frac{\partial u_w}{\partial x} - \frac{k^v}{\gamma_w} \left(\frac{u_w}{T + 273.15} \right) \frac{\partial T}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\left(\frac{k^w + k^v}{\gamma_w} \right) \frac{\partial u_w}{\partial y} + k^w - \frac{k^v}{\gamma_w} \left(\frac{u_w}{T + 273.15} \right) \frac{\partial T}{\partial y} \right] = \frac{\partial(nS)}{\partial t} \quad (2.16)$$

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para avaliação de um poço de infiltração. Esta avaliação foi dividida em três etapas: ensaios de campo, ensaios de laboratório e análises numéricas e paramétricas. Para a realização dos ensaios de campo e ensaios de laboratório, foi adotado um campo experimental onde foram implantados poços de infiltração e retiradas amostras para obtenção das propriedades do solo.

3.1 ÁREA ESTUDADA

A escolha da área de estudo requer a determinação de áreas que sejam representativas em termos de capacidade de infiltração dos solos do município. Em Goiânia, os mapas geológicos e mapas de solos (Figura 3.1 e Figura 3.2) indicam que as características da formação do solo variam significativamente ao longo do município, sendo importante ter resultados representativos da análise de infiltração para cada formação geológica.

Na porção norte do município de Goiânia ocorrem ao norte os granulitos do Complexo Granulítico Anápolis-Itauçu; na porção centro-sul, xistos da unidade C e, subordinadamente, quartzitos do Grupo Araxá-Sul de Goiás. Ocorrem ainda coberturas aluvionares sobrepostas às unidades anteriormente mencionadas, ao longo do rio Meia Ponte e ribeirão João Leite (MORETON, 1994).

Estudos iniciais realizados por Carvalho (2008) avaliaram poços de infiltração implantados na área onde ocorrem os granulitos do Complexo Granulítico Anápolis-Itauçu. Reis, Oliveira e Sales (2008) também avaliaram um poço de infiltração em Goiânia. Este poço foi implantado na área onde ocorrem os xistos do Grupo Araxá-Sul de Goiás. Como estudos anteriores já foram realizados na cidade, a localização do campo experimental adotado neste trabalho priorizou uma terceira região, contribuindo assim para a complementação das estruturas de infiltração nos vários solos da cidade.

Na Figura 3.1 é possível perceber os solos do município e a localização dos campos experimentais estudados anteriormente e o estudado neste trabalho. A localização destas áreas de estudo foi feita com o auxílio dos mapas geológicos e pedológicos de forma a se ter áreas representativas dos solos de Goiânia.

Dentro das motivações de escolha de um novo campo experimental para este trabalho, está a avaliação de uma área representativa do município que ainda não havia sido estudada e a execução de ensaios de infiltração com medições adicionais, não realizadas em estudos anteriores. A Tabela 3.1 apresenta as áreas estudadas e atividades realizadas.

Tabela 3.1 – Campos experimentais selecionados e atividades executadas

Área	Início dos estudos/referência	Tipo de solo/Grupo Geológico	Ensaio de campo e laboratório	Análises numéricas
Região Sudoeste	Jan/2009 (presente trabalho)	Latossolo Vermelho/Xistos	X	X
Região Leste	Jan/2008 (Reis; Oliveira; Sales, 2008)	Latossolo Vermelho/Xistos	X	
Região Noroeste	Ago/2004 (Carvalho 2008)	Nitossolo Vermelho/Granulitos	X	X

A área localiza-se na região sudoeste da cidade de Goiânia, região que atualmente é alvo de grandes empreendimentos residenciais motivados por recentes implantações de infraestruturas como o Parque Cascavel e a Av. Marginal Cascavel. A área em questão faz parte do setor Jardim Atlântico tendo como confrontante o centro de treinamento do Goiás Esporte Clube. As coordenadas geográficas do ponto são 16°43'35,29" e 49°17'43,26". Trata-se de um local com topografia uniforme, inclinação de 7%, margeada no fundo pelo córrego cascavel.

A escolha desta área se deu devido, além os estudos de estruturas de infiltração que foram realizados na região Noroeste e Leste Universitário por Carvalho (2008), Reis, Oliveira e Sales (2008), também devido ao grande adensamento populacional que vem acontecendo nesta região com investimentos em habitações coletivas (edifícios e condomínios).

A disposição dos elementos implantados no campo experimental é apresentada na Figura 3.3. O campo é composto por um poço de infiltração e um poço para monitoramento do nível

freático. Foram feitos poços de menores diâmetros (poços piloto) antes de cada ensaio. Estes poços foram ensaiados juntamente com o poço de maior diâmetro, para análise de uma possível relação entre as taxas de infiltração, geometrias e outros aspectos de cada poço. Os poços de maior diâmetro foram revestidos por tubos de concreto com orifícios, este tipo de revestimento já vem sendo utilizado em poços de infiltração na Cidade de Goiânia. O único objetivo do revestimento do poço é a contenção das paredes, pois o revestimento utilizado ou qualquer tipo de revestimento não tem influência na infiltração (CARVALHO, 2008).

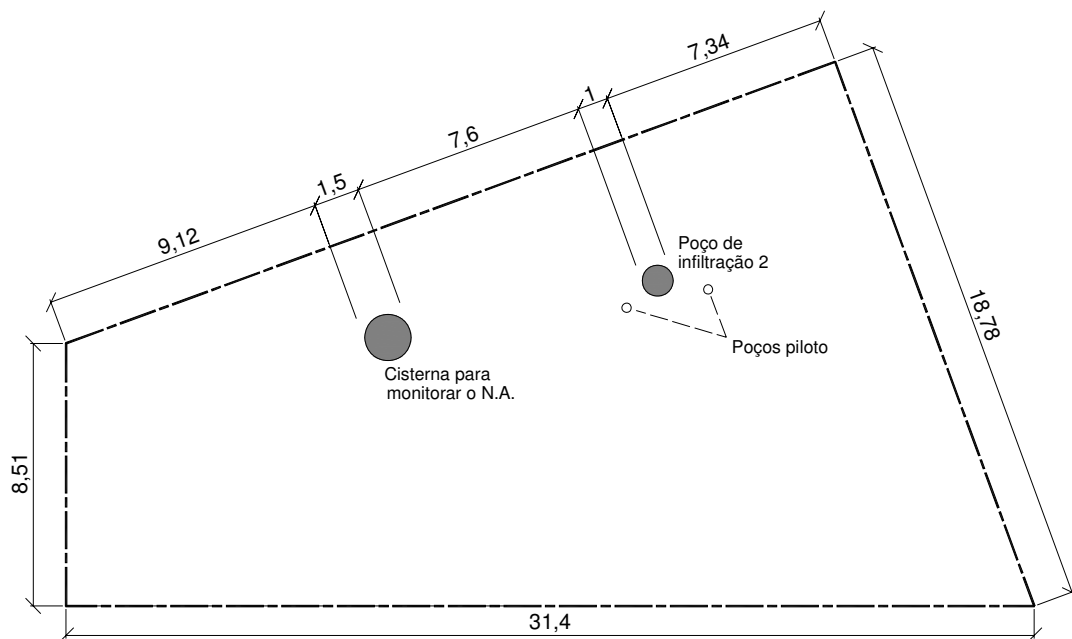


Figura 3.3 – Disposição dos elementos do campo experimental (unidades em metros)

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O entendimento do desempenho de estruturas de infiltração exige a compreensão do comportamento hidromecânico dos solos na condição não saturada. O programa experimental desenvolvido neste trabalho envolveu procedimentos realizados em laboratório e em campo para determinação das propriedades do solo na condição não saturada. Os ensaios em campo procuraram obter informações relativas ao funcionamento de uma estrutura de infiltração por meio da execução de um poço e realização de infiltração em várias condições.

Com os ensaios de laboratório, procurou-se obter a maior quantidade possível de propriedades hidromecânicas do solo estudado. Os ensaios utilizaram equipamentos convencionais e equipamentos especiais como granulômetro a laser e permeâmetro triaxial para determinação da condutividade hidráulica do solo na condição não saturada. A seguir são descritos os métodos adotados nesta pesquisa. Os ensaios de condutividade hidráulica não saturada são apresentados em outro tópico.

3.2.1 Retirada de Amostras

Foram retirados dois blocos de amostras indeformadas a cada metro de profundidade até a profundidade de 3,00m (Figura 3.4). O procedimento de retirada dos blocos seguiu as recomendações da NBR 9604/86 (ABNT, 1986). Também foram retiradas amostras deformadas, para os ensaios de caracterização. As amostras foram adequadamente condicionadas imediatamente após a retirada, mantendo assim as condições de campo. Durante a escavação a massa específica do solo foi determinada pelo método do frasco de areia, assim como o teor de umidade. Estas determinações foram realizadas a cada 50 cm de profundidade.



Figura 3.4 – Retirada de amostras

As amostras deformadas foram acondicionadas em sacos plásticos e fechadas para evitar perda de umidade. As amostras indeformadas foram parafinadas, envolvidas com tecido e parafinadas novamente, esse procedimento foi feito à medida que a escavação do bloco avançava. Os blocos foram acondicionados em caixas de madeira preenchidas com serragem e

folhas de vegetação (capim) para evitar perturbação durante o transporte. No laboratório as amostras foram guardadas em local úmido até a sua utilização.

3.2.2 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização realizados foram os seguintes: granulometria; sedimentação com e sem defloculante; e limites de Atterberg. As normas de referência utilizadas foram, limite de liquidez NBR 6459/84 (ABNT 1984), limite de plasticidade NBR 7180/84 (ABNT 1984), peso específico real dos grãos NBR 6508/84 (ABNT 1984) e análise granulométrica NBR 7181/84 (ABNT 1984).

A análise granulométrica foi complementada com a utilização do granulômetro a laser do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB). O granulômetro permite a determinação da curva granulométrica de forma ágil, dando resultados comparáveis com aqueles da granulometria convencional. Desta forma, pode-se realizar um grande número de ensaios em um curto espaço de tempo. Esta agilidade viabiliza o estudo da granulometria em várias condições de agregação do solo, por exemplo. O equipamento é composto por três partes: unidade óptica, unidade de preparação da amostra com capacidade máxima de 1000cm³ e um computador para coleta e processamento dos resultados. A Figura 3.5 apresenta uma visão geral do equipamento.



Figura 3.5 – Granulômetro a laser do Laboratório de Geotecnia da UnB

As partículas são direcionadas em suspensão, através de mangueiras, até uma lente que recebe o feixe de laser. Os grãos são captados e se processa o tamanho dos mesmos. O granulômetro mede a granulometria através do espalhamento e absorção da luz que a partícula provoca. Existe ainda a possibilidade de se executar o ensaio com o uso de ultrassom, que desagrega as partículas aglomeradas por ligações cimentíceas ou por outro mecanismo de ligação.

Além da precisão, a grande vantagem de se utilizar esse ensaio é a rapidez com que ele é executado. Um ensaio demora cerca de 1 minuto para amostras sem defloculante e 4 minutos para ensaios com defloculante. Torna-se conveniente a utilização de vários métodos de preparação da amostra.

Para esta pesquisa, foi utilizado o modo de preparação sugerida por Borges *et al* (2009): secagem prévia (ws), sem secagem prévia (wn) e seca em estufa (we). Cada modo de preparação foi ensaiado com defloculante (cd), sem defloculante (sd), com ultrasom (cu) e sem ultrasom (su), para cada profundidade, totalizando 36 ensaios. As várias combinações de preparação são apresentadas na Tabela 3.2.

Para análise no granulômetro utiliza-se o solo que passa na peneira n.^o 40 (0,42 mm de abertura). Na preparação com defloculante foram utilizado 3 gramas de solo imersos em 18 ml de hexametáfosfato de sódio por um período superior a 12 horas e posteriormente agitado por 15 minutos no dispersor.

Tabela 3.2 – Modos de preparação da amostra para ensaio no granulômetro (segundo sugerido por BORGES *et al*, 2009)

Preparação da amostras	Profundidade								
	1,00 m			2,00 m			3,00 m		
	ws	wn	we	ws	wn	we	ws	wn	we
	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu	sdsu
	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu	sdcu
	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu	cdsu
	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu	cdcu

3.2.3 Curva característica pelo método do papel filtro

O método do papel filtro consiste em alcançar o equilíbrio de sucção matricial ou total entre o solo e um recorte de papel filtro, cuja curva de calibração é conhecida. As amostras foram moldadas em anel de PVC de 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura. O molde foi mantido para proteção das pastilhas de solo (Figura 3.6). O procedimento foi cuidadosamente realizado para não amolgar a amostra e não haver perda das características de campo.



Figura 3.6 – Moldagem de amostra direto no bloco

Para cada pastilha moldada, o excesso de solo foi levado à estufa para medição de umidade. As pastilhas foram identificadas e armazenadas em sacos plásticos fechados hermeticamente, até o início do ensaio. Como o interesse é a curva de molhagem, as pastilhas foram inicialmente secas ao ar. A umidade correspondente ao grau de saturação de 100% foi calculada e então definida a variação de umidade a ser submetida no solo. Eventuais variações de volume do solo durante a molhagem foram desprezadas neste cálculo.

O papel filtro foi recortado com diâmetro pouco menor do que o da amostra e foi colocado entre duas pastilhas de solo que já estavam com as umidades pretendidas. Para evitar que partículas de solo grudassem no papel, foram colocados dois outros papeis para proteger o papel filtro quantity. Todo manejo do papel foi feito com luvas e pinças para evitar a contaminação do mesmo. O conjunto solo - papel filtro - solo foi embalado em papel filme, papel alumínio e colocado em um recipiente hermeticamente fechado (Figura 3.7). O

recipiente foi colocado em uma caixa de isopor e assim mantido durante o período de equilíbrio. Todos esses procedimentos de proteção do conjunto são para 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 hs. 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.



Figura 3.7 – Conjunto, solo – papel filtro – solo

Com o peso seco e peso úmido, a umidade do papel foi determinada. Através da curva de calibração, obteve-se a sucção correspondente, considerada a mesma da amostra. Com a sucção e a umidade correspondente do solo, obteve-se um ponto na curva característica. Esse procedimento foi repetido aumentando a umidade em intervalos de 3%. O controle da umidade do solo foi feito por peso e água, adicionada utilizando um conta gotas (Figura 3.8).

3.2.4 Condutividade Hidráulica e Compressibilidade do Solo Saturado

O grau de colapsividade também foi avaliado por meio de ensaio duplo oedométrico que consiste na realização de ensaio de adensamento na umidade natural e outro inicialmente inundado. As cargas e intervalos de leitura são os mesmos para ambas condições iniciais. Os estágios de carregamento foram 5kPa, 10kPa, 20kPa, 50kPa, 100kPa, 200kPa e 400kPa.

Para determinação da condutividade hidráulica saturada foi utilizado um permeâmetro triaxial com coluna de mercúrio. A grande vantagem deste permeâmetro é a garantia, por meio de contra pressão, da saturação da amostra. O equipamento é composto por uma câmara triaxial, reguladores de pressão e um painel para leitura da condutividade. A amostra é colocada na câmara triaxial, entre duas pedras porosas, e envolvida com uma membrana de látex. São colocados o-rings na base e no topo da membrana para garantir a vedação da mesma. O ensaio é feito mantendo uma tensão efetiva suficiente para impedir ou minimizar fluxo entre a membrana e a amostra. Foi utilizada tensão efetiva de 30 kPa.



Figura 3.8 – Adição de água na amostra

Inicialmente é induzido, através de pequena pressão, um fluxo da base ao topo da amostra, para expulsar bolhas de ar internas no corpo de prova. A água que sai do topo é coletada e o fluxo é mantido até o volume percolado atingir duas vezes o volume da amostra. O próximo passo foi iniciar a aplicação de contrapressão. Esse procedimento foi feito em estágios de 50 kPa, mantendo sempre a tensão efetiva em 30 kPa e medindo o parâmetro B, que é a relação entre acréscimo de pressão confinante com poro pressão, após cada incremento. Quando obtido o valor do parâmetro B acima de 0,90 considerava-se a amostra saturada e iniciava-se a medição da condutividade hidráulica.

A condutividade hidráulica foi medida através do tempo necessário para a coluna de mercúrio deslocar por 10 cm. O tempo do deslocamento da coluna de mercúrio foi medido 5 vezes e através da Equação (3.1) obteve-se 5 valores de condutividade hidráulica. A média desses valores corrigida para a temperatura de 20 °C é o valor da condutividade hidráulica saturada.

$$k = \frac{a \cdot h_{CP} \cdot \Delta H \cdot \gamma_w}{A_{CP} \cdot \Delta t (\gamma_{Hg} - \gamma_w) L_{Hg}} \quad (3.1)$$

onde: a = área da mangueira que contém a coluna de mercúrio;

h_{CP} = altura da amostra;

ΔH = deslocamento da coluna de mercúrio;

γ_w = peso específico da água (g/cm³);

A_{CP} = área da amostra;

Δt = intervalo de tempo para deslocamento da coluna de mercúrio;

γ_{Hg} = peso específico do mercúrio (g/cm³);

L_{Hg} = comprimento da coluna de mercúrio.

3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO NÃO SATURADO

A condutividade hidráulica não saturada foi medida utilizando o permeâmetro triaxial com controle de sucção do Laboratório de Solos da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul). O equipamento é apresentado nas Figura 3.9 e Figura 3.10. O permeâmetro foi desenvolvido por Feuerharmel (2007) e preenche alguns pré-requisitos fundamentais para a realização deste tipo de ensaio:

- Permite controlar independentemente todas as variáveis de tensão;
- Permite a aplicação de tensões semelhantes às experimentadas pelo solo em campo;
- Permite medir com precisão o volume de água que entra e sai da amostra;
- Permite controlar o gradiente hidráulico do solo;

- Permite medir com precisão a variação volumétrica da amostra durante o ensaio, e finalmente;
- Possibilita a eliminação de ar difuso acumulado no sistema.

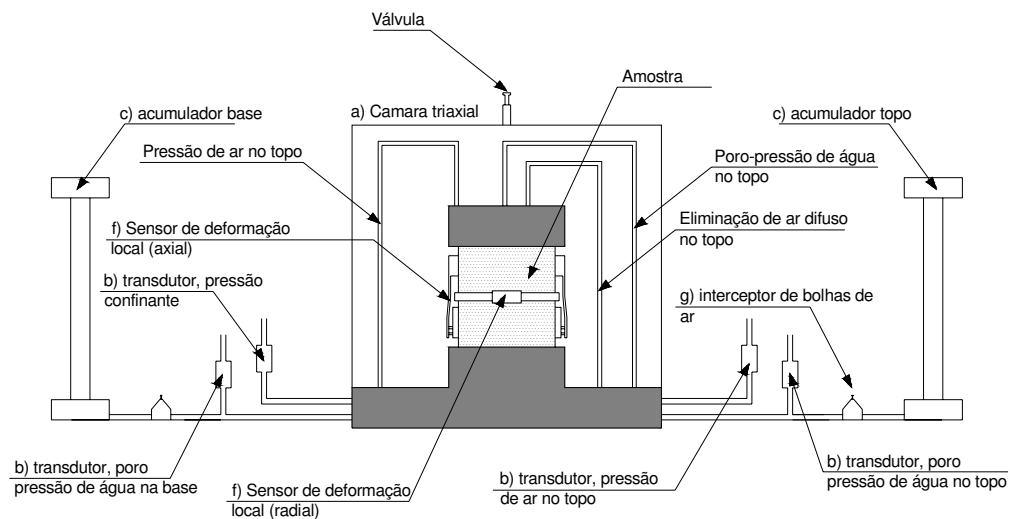


Figura 3.9 – Permeômetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007)

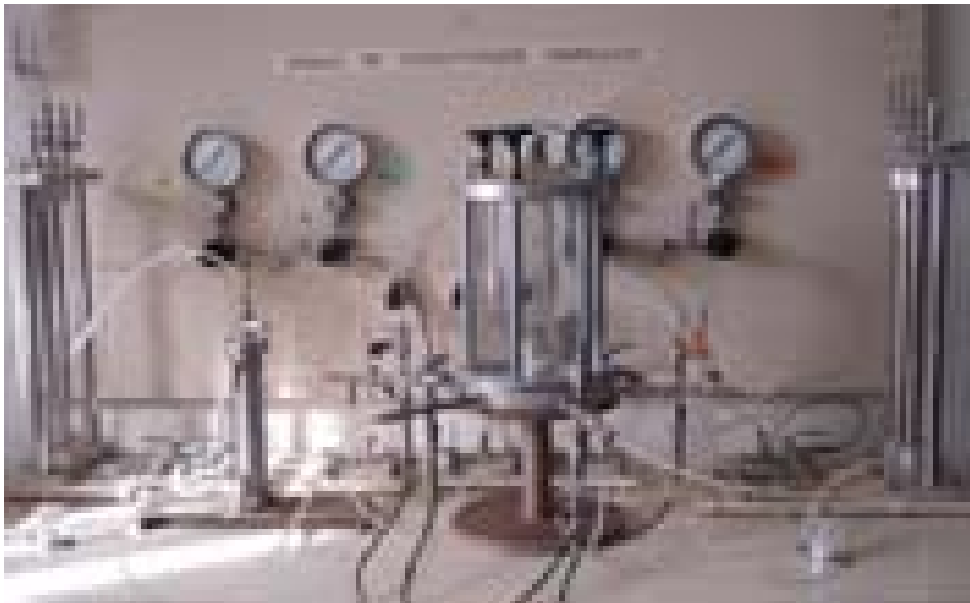


Figura 3.10 – Permeômetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007)

O equipamento é composto pelos seguintes elementos:

- Célula triaxial;
- Painel de controle que permite controlar a pressão de ar na amostra (aplicação da sucção por translação de eixos) e direciona pressão de ar para os acumuladores;
- Medidores de pressão diferencial de entrada e saída;
- Dispositivos para eliminação do ar difuso;
- Medidores locais de deformação; e
- Sistema de aquisição de dados.

A deformação da amostra durante o ensaio é obtida através de sensores locais instalados na própria amostra. A medida precisa do volume de água que entra ou sai da amostra e o controle independente das variáveis de tensão são as principais vantagens desse equipamento. Os principais itens do equipamento são descritos a seguir.

3.3.1 Sensores de deformação

Os medidores locais de deformação são sensores de efeito Hall. Estes sensores utilizam um campo magnético que é criado entre uma placa semicondutora com circuitos eletrônicos excitada por uma corrente contínua, e um ímã. O campo magnético muda de intensidade à medida que o ímã ou a placa sofre deslocamento. Essa intensidade é extremamente sensível ao deslocamento. Deslocamentos tão pequenos quanto 0,1 mm entre a placa e o ímã provocam alterações mensuráveis na intensidade do campo magnético. A intensidade do campo magnético é a resposta do sensor.

A calibração dos sensores é feita aplicando sucessivos deslocamentos e obtendo as correspondentes intensidades do campo que são transmitidas a um sistema de aquisição de dados, onde a leitura é realizada em bits. Com os sucessivos pares de valores é plotada uma curva de calibração conforme mostrado na Figura 3.11. Na curva de calibração são eliminados os trechos não lineares, geralmente o trecho inicial e final da curva. Assim, o campo de leitura ideal do sensor está entre o início e o fim do trecho linear, sendo aconselhável posicioná-lo no ponto médio do trecho linear, permitindo leituras precisas de deslocamentos nos dois sentidos.

Os sensores são posicionados em suportes metálicos que são colados na membrana látex que envolve a amostra (Figura 3.12), estes suportes permitem certo deslocamento de ajuste do sensor para posicioná-lo próximo da leitura desejada (ponto médio do trecho linear). São utilizados três sensores diretamente na amostra, para transmitir todos os deslocamentos durante o ensaio, sendo dois sensores axiais diametralmente opostos e um sensor radial.

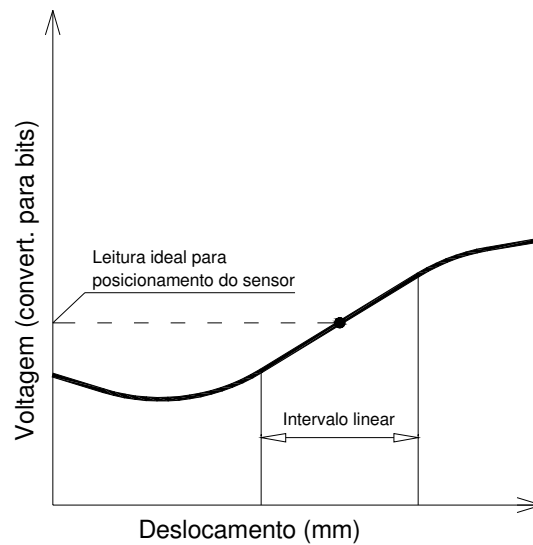


Figura 3.11 – Curva de calibração do sensor de efeito hall

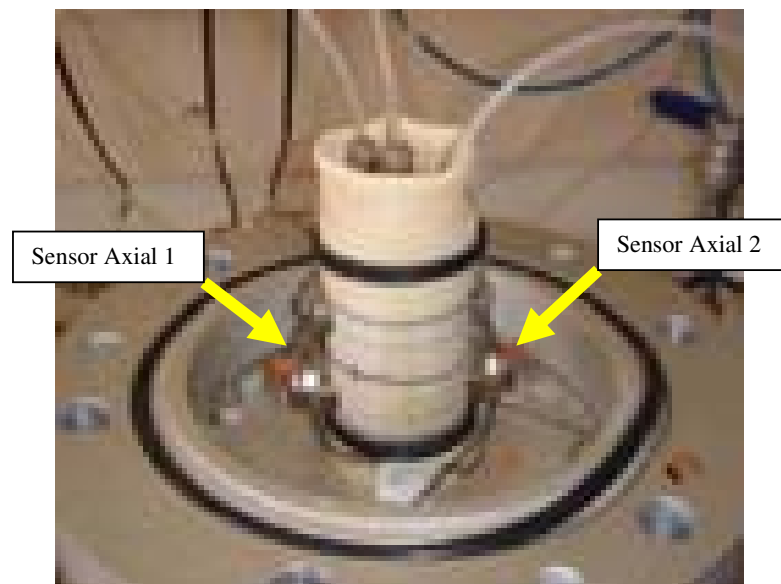


Figura 3.12 – Posicionamento dos sensores de efeito hall

3.3.2 Transdutores de pressão

As variáveis de tensão e a vazão de entrada e saída são monitoradas por transdutores de pressão. No equipamento foram utilizados transdutores de pressão diferencial e transdutores de pressão absoluta. Os transdutores de pressão absoluta foram instalados em cada tensão direcionada à amostra (tensão confinante, poro pressão de água na base, poro pressão de água no topo e poro pressão de ar). A aplicação das tensões foi feita monitorando as leituras transmitidas pelos transdutores. Os transdutores de pressão diferencial foram instalados nos acumuladores de base e topo e entre os mesmos acumuladores. Com a medição da pressão diferencial entre os acumuladores foi possível obter a vazão de água percolada na amostra instalada no equipamento, a medição de condutividade hidráulica é resultado da leitura destes transdutores.

3.4 ENSAIOS DE CAMPO

O programa experimental em campo constituiu-se de uma série de ensaios em poço de infiltração construído especialmente para este fim. A variação do nível de água dentro do poço durante o ensaio e a variação de umidade e sucção na área de influência do poço foram determinados. A instrumentação utilizada em campo foi um transdutor de pressão adaptado para leitura da variação do nível d'água dentro do poço durante a infiltração e tensiômetros para medição da variação da sucção na área de influência do poço durante o ensaio. São descritos a seguir a metodologia de execução da estrutura de infiltração e os ensaios.

A Figura 3.3 apresentou o campo experimental. Os elementos executados foram um poço de infiltração, um poço para monitoramento do nível freático e poços de menor diâmetro (poços piloto). A disposição destes elementos foi feita procurando evitar a interferência entre eles durante o ensaio.

3.4.1 Construção das Estruturas de Infiltração

A construção do poço de infiltração foi feita inicialmente com a escavação, em seguida revestindo com a manta geotêxtil. A manta foi presa nas paredes do poço com a utilização de grampos metálicos. Todo poço foi revestido com a manta inclusive a parte do fundo (Figura

3.13). Este procedimento é importante em estruturas de infiltração para evitar colmatção e erosões por piping durante o processo de infiltração.

Após a aplicação da manta, o poço foi revestido com tubos de concreto armado e perfurado. A finalidade do tubo é de impedir a ruptura das paredes do poço durante a infiltração e durante a vida útil da estrutura. No poço em questão, houve um espaço de 10 cm entre a face externa do tubo e a parede do poço. Este espaço foi preenchido com brita para melhorar o contato do geotêxtil com o as paredes e evitar que mesmo com o revestimento em tubos de concreto haja desmoronamentos das paredes devido ao desconfinamento do solo.



Figura 3.13 – Execução do poço de infiltração

3.4.2 Procedimento de Ensaio de Infiltração

O procedimento de ensaio de infiltração consiste basicamente no enchimento da estrutura e monitoramento da infiltração com o tempo. Inicialmente tentou-se encher a estrutura com uma bomba instalada no fundo do poço de inspeção do nível d'água (cisterna). Porém, percebeu-se que a vazão proveniente da bomba não era suficiente para enchimento, uma vez que a água infiltrava rapidamente. A solução adotada foi à utilização de um caminhão pipa. Esses caminhões possuem uma mangueira de 10 cm de diâmetro conectada no fundo do reservatório. A grande vazão proveniente desta mangueira foi capaz de encher a estrutura de infiltração para o ensaio.

Dentre outras dificuldades do ensaio, destaca-se a medição do nível de água no poço durante o enchimento e a medição do volume de água necessária para o enchimento. Para medição do

volume de água necessária para enchimento foi realizado um procedimento simples: utilizou-se um tambor de 200 litros e foi medido o tempo necessário para o enchimento utilizando o caminhão pipa. Desta forma, realizando esse procedimento 4 vezes, foi estimada a vazão de enchimento. Com o tempo gasto e a vazão de enchimento da estrutura de infiltração, calculou-se o volume necessário.

3.4.2.1 Monitoramento do nível d'água

O procedimento adotado por Carvalho (2008) foi monitorar o nível de água na estrutura de infiltração por meio de medição com trena em intervalos de tempo pré-determinados. No início do ensaio onde a carga hidráulica é maior e por consequência a infiltração também é maior, Carvalho (2008) realizou medições do nível d'água a cada 2 segundos. O intervalo era aumentado à medida que a taxa de infiltração foi reduzida. Esse procedimento, apesar de satisfatório, tem algumas desvantagens:

- ◆ A medição da variação do nível d'água durante o enchimento é praticamente impossível devido à turbulência e velocidade de enchimento;
- ◆ Em poços de menores diâmetros a visualização do nível d'água é prejudicada, ocasionando em algumas leituras incorretas; e
- ◆ Em alguns solos a infiltração do volume de água da estrutura pode demorar várias horas, dependendo da taxa de infiltração.

Para este trabalho foi desenvolvido um sistema de monitoramento da variação do nível d'água para suprir essas desvantagens. O sistema desenvolvido é composto de um sensor de pressão instalado no fundo do poço, um tubo PVC perfurado e revestido com geotêxtil, uma placa de aquisição de dados e um computador para armazenamento das leituras (Figura 3.15).

O sensor de pressão utilizado foi um sensor da marca HUBA Control com capacidade de leitura de 0 a 10 bar e precisão de 0,5% o que resulta em precisão de aproximadamente 2 cm em coluna d'água. O sensor foi instalado em um tubo de PVC perfurado e revestido com uma manta geossintética. O principal motivo da utilização do tubo de PVC foi à possibilidade de revesti-lo com geotêxtil para impedir que partículas e sedimentos fossem direcionados ao interior do sensor causando alterações nas leituras.

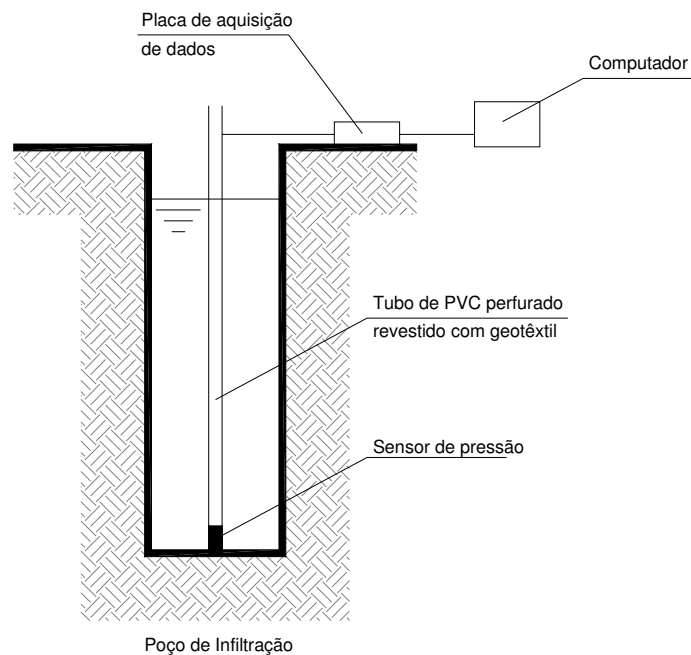


Figura 3.14 – Sistema para medição da variação do nível d'água durante o enchimento e infiltração

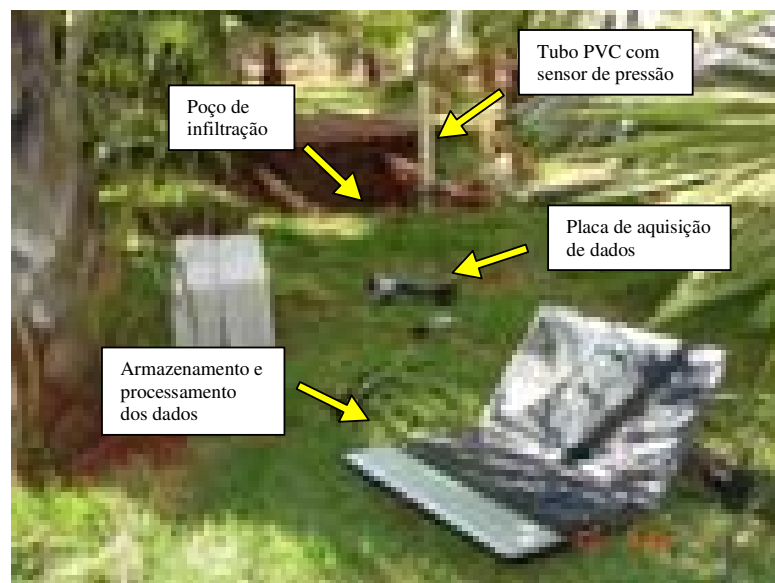


Figura 3.15 – Sistema para medição da variação do nível d'água durante o enchimento e infiltração

Para aquisição de dados foi utilizada uma placa de aquisição de dados analógicos/digitais produzida por DMA Eletrônicos. A placa tem capacidade de leitura de até 8 sensores simultaneamente. Foi necessário realizar algumas adaptações na placa para utilização em

conjunto com o sensor de pressão. A principal adaptação foi a redução da tensão de resposta do sensor que é a mesma tensão de alimentação, de 9 a 30 volts, para a tensão limite da placa que é de no máximo 2,5 volts. A tensão de alimentação utilizada foi de 9 volts e a tensão de resposta foi então reduzida para 0,5 volts com a utilização de resistores de alta precisão. As demais adaptações foram a distribuição da alimentação para os demais canais da placa, a redução da tensão de resposta de todos os canais e a adaptação da alimentação por uma bateria dispensando a corrente alternada (Figura 3.16).

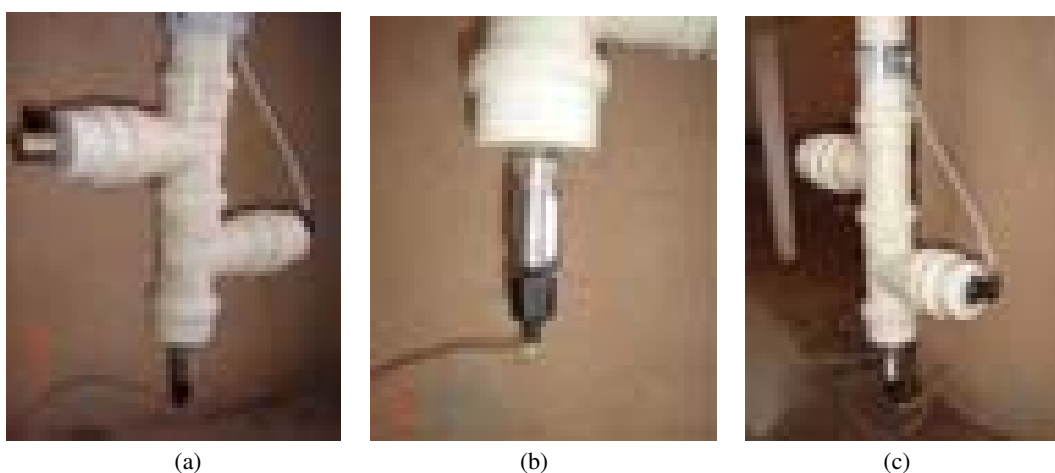


Figura 3.16 – Sistema de calibração do sensor de pressão: a) dreno, b) sensor de pressão, c) visor do nível d'água

A placa de aquisição de dados recebe o sinal emitido pelo sensor de pressão e transmite esse sinal em bits para uma planilha eletrônica no computador. Cada pressão aplicada corresponde a uma leitura em bits e a conversão da leitura pode ser feita diretamente na planilha eletrônica.

Todo o sistema passou por um rigoroso procedimento de calibração realizado em um tubo de PVC não perfurado simulando a coluna d'água no sensor. Todos os vazamentos durante a calibração foram eliminados para evitar possíveis perdas de pressão.

O procedimento de calibração consistiu em se fazer leitura das variações da coluna d'água de 30 cm a 3 m em intervalos de 10 cm. Para variação da coluna d'água foi instalada uma mangueira transparente na parede externa do tubo funcionando como um visor, e uma válvula em esfera funcionando como dreno. Com o dreno era possível esgotar a água deixando-a no nível desejado para leitura, e através da mangueira transparente era possível a realização da leitura no nível d'água interna no tubo.

3.4.2.2 Tensiômetros

Para monitoramento da sucção no solo foram utilizados três tensiômetros de medidas diretas de sucção modelo T4 do fabricante UMS Measure to Know. Cada tensiômetro foi cuidadosamente preparado em laboratório de forma a se obter uma saturação que possibilitasse a medição de sucção sem o surgimento imediato de ar no sistema. A preparação correspondia à saturação da pedra de alto valor de entrada de ar e a eliminação de ar. Isto foi feito por meio de aplicação de vácuo com bomba apropriada para essa finalidade, especificada pelo fabricante dos tensiômetros (Figura 3.17). A aplicação de vácuo produzia fluxo de água na pedra de alto valor de entrada de ar que estava mergulhada em um béquer. O restante do sistema também era submetido ao mesmo vácuo e logo se percebia o surgimento de várias bolhas de ar. Através de pequenos “golpes” na parede do tensiômetro as bolhas eram eliminadas, esse procedimento se repetia até atingir um estágio onde a quantidade de bolhas era quase nula e a leitura de sucção no software se aproximava à sucção aplicada pela bomba de vácuo.



Figura 3.17 – Saturação do tensiômetro

A sucção utilizada para saturação e eliminação de ar foi de 70 kPa, como sugerido pelo fabricante. O procedimento dura cerca de 50 minutos, para cada tensiômetro. Após a saturação, a ponteira cerâmica era colocada novamente no tensiômetro com cuidado para

impedir a entrada de bolhas de ar, e posteriormente era mergulhada no recipiente próprio preenchido com água destilada.

Os tensiômetros foram instalados em campo por meio de um pré-furo realizado a trado até a profundidade estabelecida para instalação dos mesmos. A leitura era feita através de um datalogger que as transmitia em tempo real para o software do fabricante. Com o mesmo datalogger era possível realizar leituras sem a utilização de um computador, ou seja, as leituras poderiam ser armazenadas no próprio datalogger para posterior download para o software específico. Porém, essa função não foi utilizada. Na leitura em tempo real a resposta dos tensiômetros era sempre imediata, informando a sucção do solo imediatamente no momento em que eram instalados, os valores eram armazenados no computador a medida em que eram gerados.

A Figura 3.18 mostra a disposição dos tensiômetros. Foram utilizando três tensiômetros simultaneamente. Os tensiômetros foram instalados bem próximos ao poço, em profundidades diferenciadas. O objetivo foi medir a variação da sucção durante a infiltração em diferentes posições na vizinhança do poço.

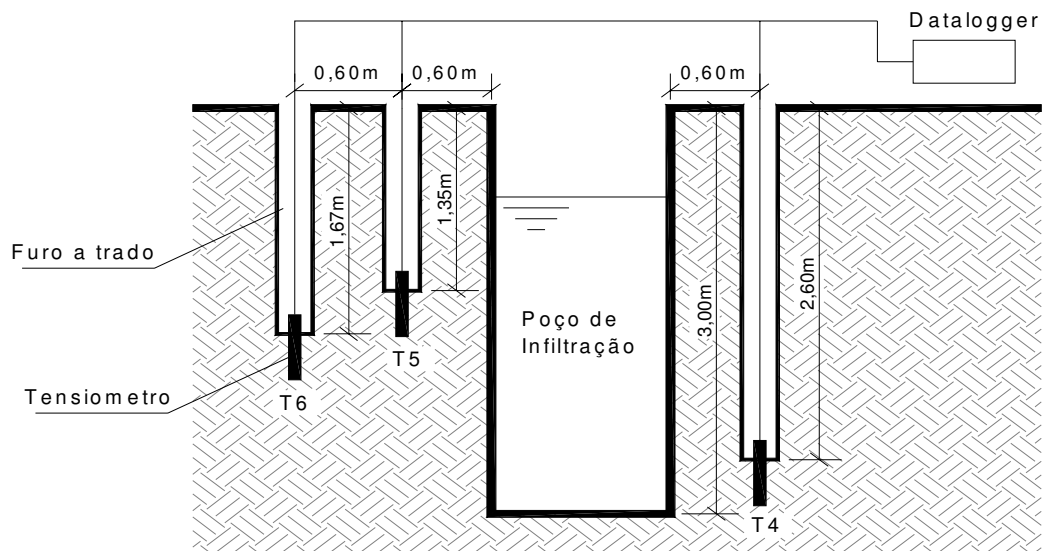


Figura 3.18 – Instalação dos Tensiômetros

3.5 ANÁLISES NUMÉRICAS E PARAMÉTRICAS

As análises numéricas permitem avaliar o desempenho da estrutura de infiltração em diferentes tipos de solos, condições de fronteira e geometria enquanto que as análises paramétricas permitem definir as propriedades do solo que mais interferem no desempenho do poço. Estes procedimentos procuram avaliar várias possibilidades de funcionamento do processo de infiltração em cada situação.

Foram utilizadas nas análises equações diferenciais parciais que governam o fluxo de água em solos saturados/não saturados e as condições de contorno apropriadas. As equações foram resolvidas pelo método de elementos finitos, com o auxílio do Software FlexPDE v5 (PDE Solutions, 2010).

3.5.1 Descrição do Software FlexPDE

O FlexPDE é um software de solução de sistemas de equações parciais diferenciais desenvolvido pela empresa Norte Americana PDE Solutions Inc. O software oferece um “ambiente para soluções de equações diferenciais parciais” que executa todas as tarefas necessárias para resolver sistemas de equações diferenciais parciais. É responsabilidade do usuário, definir EDPs, condições de fronteira e iniciais, e propriedades que descrevam de forma apropriada o problema de interesse. Por outro lado, torna-se responsabilidade do programa FlexPDE a solução numéricas das equações utilizadas.

O programa é composto por um ambiente para edições de scripts (Figura 3.19) onde é inserida a descrição do problema, a geometria, condições de contorno e as equações governantes. A partir do script completo o programa cria um modelo de elementos finitos para solução. Podem ser inseridas equações diferenciais parciais de primeira ou segunda ordem, utilizando sistemas de coordenadas cartesianas ou cilíndricas, em uma, duas ou três dimensões. A solução é apresentada em forma de gráficos ou tabelas e pode ser acompanhada durante o desenvolvimento (Figura 3.20). Podem-se utilizar soluções de problemas estacionários, transientes e múltiplas equações lineares ou não lineares que são resolvidas simultaneamente. O tamanho do problema é limitado somente pela capacidade de processamento do computador onde o software estiver instalado (PDE Solutions, 2010).

Dentre as etapas realizadas pelo programa para resolução das equações, está o módulo de geração de malhas que constrói uma malha de elementos finitos triangulares sobre o domínio do problema. O módulo de análise numérica de elementos finitos seleciona o esquema de solução apropriado para o problema. Um processo de refinamento de malha mede a malha adequada refinando-a onde for necessário. O sistema interage no refinamento da malha até que a solução, com a tolerância de erro definida pelo usuário, seja alcançada.

3.5.2 Análise numérica dos ensaios de infiltração

A análise dos ensaios de infiltração tem por objetivo verificar o desempenho do modelo de análise na reprodução do comportamento verificado experimentalmente em campo. Para esta análise, deve-se utilizar a melhor representação possível das condições de campo.

A descrição completa do problema, em termos de análise numérica, envolve os seguintes elementos:

- Equações governantes para condição axi-simétrica;
- Propriedades do solo: equações da curva característica de sucção, equações da função de condutividade hidráulica;
- Geometria do problema;
- Condições iniciais; e
- Condições de fronteira.

A equação diferencial parcial que foi utilizada para descrever o fluxo de água para solução em condições axi-simétricas foi à equação desenvolvida por Gitirana Jr. (2007):

$$\frac{\partial}{\partial r} \left[k_r^w \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + z \right) \right] + \frac{k_r^w}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + z \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left[k_z^w \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{u_w}{\gamma_z} + z \right) \right] = m_2^w \frac{\partial (u_a - u_w)}{\partial t} \quad (3.2)$$

Onde:

r = coordenada radial;

z = coordenada axial.



Figura 3.19 – Ambiente de edição de scripts do programa FlexPDE v5

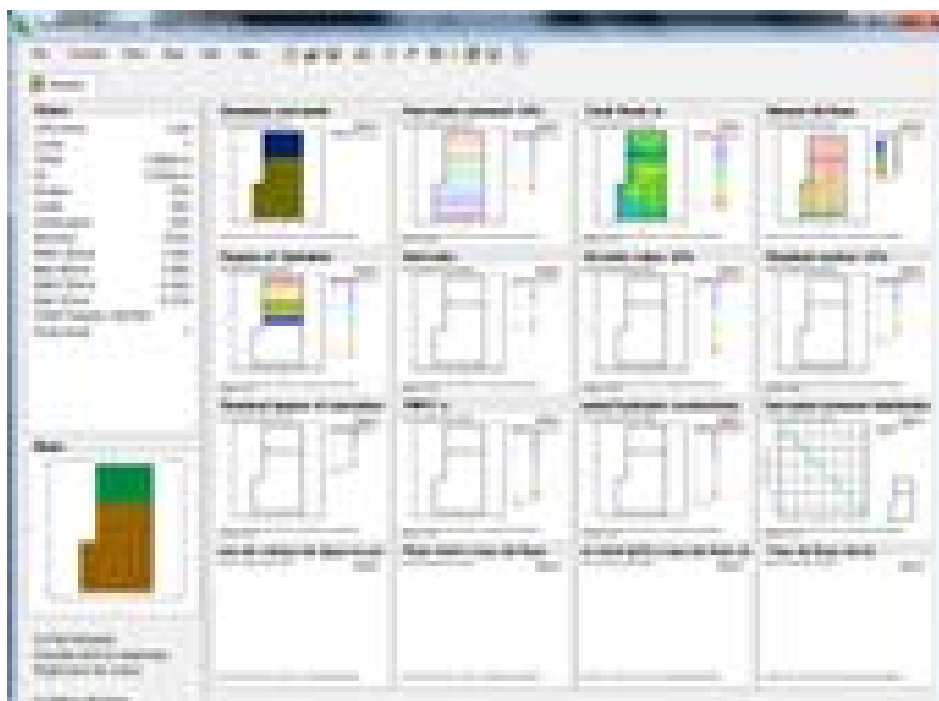


Figura 3.20 – Exemplo de resultados de saída em gráficos do programa FlexPDE v5

A curva característica de sucção utilizada foi a curva obtida experimentalmente pelo método do papel filtro para a profundidade de 3,00 m. A profundidade de 3,00 m foi escolhida por dois motivos: o primeiro é por não haver variação considerável entre as profundidades estudadas, e o segundo é devido ao resultado experimental da função de condutividade hidráulica ter sido obtido somente para esta profundidade.

As propriedades do solo são apresentadas no Capítulo 4. Os pontos experimentais foram ajustados utilizando a equação de ajuste para versão bimodal de Gitrana Jr. e Fredlund (2004). Esta equação foi utilizada por ter seus parâmetros matemáticos independentes e por se ajustar muito bem as curvas bimodais do solo estudado neste trabalho. A função de condutividade hidráulica utilizada foi estimada pela equação de Brooks & Corey (1964) ou a função medida em laboratório, dependendo do tipo de análise sendo realizado.

3.5.2.1 Geometria

A Figura 3.21 apresenta as variáveis da geometria do problema e a Tabela 3.3 apresenta as dimensões dos poços analisados. A geometria utilizada para a análise numérica é definida pelo raio do poço (R_p), altura do poço (H_p), raio do domínio (R_d) e altura domínio (H_d). As dimensões do domínio foram estabelecidas de forma que não interferissem na solução do problema. Um exemplo de interferência na solução causada pela limitação do domínio seria uma dimensão do domínio menor do que a área de influência do poço durante a infiltração, caso isso ocorresse, o fluxo ficaria limitado dentro da geometria informada e a análise considerando a real área de influência do poço não ocorreria, com isso os resultados seriam diferentes dos esperados.

Caso o perfil estudado não seja homogêneo, pode-se definir dentro do domínio um perfil onde a altura total apresentará a quantidade de camadas necessárias para representação dos tipos de solo do perfil estudado. Este procedimento permite a representação de diferentes tipos de solos em um mesmo perfil informando as propriedades de cada tipo referente à camada que o representa. As análises são feitas considerando as propriedades de cada camada.

3.5.2.2 Condição inicial

Os ensaios em campo foram realizados no período imediatamente após o término da estação chuvosa, por ser este o período do ano onde o nível freático está mais elevado devido aos vários meses de chuvas. Esta situação foi escolhida por ser a mais desfavorável à infiltração. O nível do lençol freático influencia a distribuição de poro pressão no perfil. Assim, esta distribuição varia conforme a variação do N.A., reduzindo os valores de sucção à media que o N.A se aproxima da superfície.

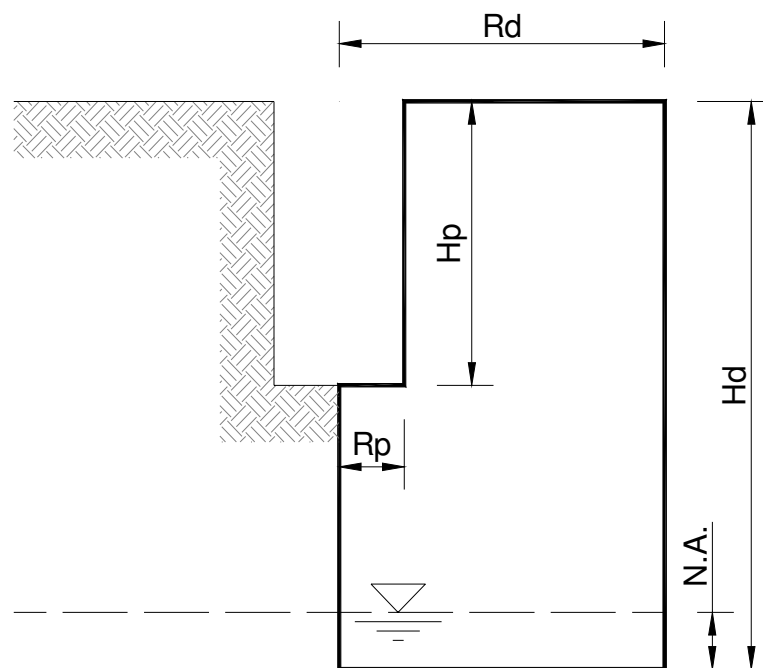


Figura 3.21 – Geometria do problema

Tabela 3.3 – Dimensões dos poços analisados

Dimensões do Poço de Infiltração	Campo Experimental 1 e 2
Raio do poço maior	0,60m
Altura do poço maior	3,50m
Raio do poço menor	0,60m
Altura do poço menor	2,50m

A comparação entre o perfil de umidade medido e a condição hidrostática estimada pela profundidade do nível freático, motivou a escolha da condição hidrostática como distribuição inicial de poro pressão de água. A motivação da escolha se deu pela boa aproximação da distribuição hidrostática, sendo que, apenas o primeiro metro de profundidade apresentou um solo ressecado devido ao contato com a atmosfera. Uma melhor análise entre o perfil de umidade/sucção e a condição hidrostática é feita no Capítulo 5.

O perfil de sucção inicial foi obtido por meio da medição da umidade, a cada 50 cm de profundidade antes da realização do ensaio, e verificação da sucção correspondente na curva característica de sucção. É importante ressaltar que a sucção referente à umidade medida em campo pode não representar o valor verdadeiro da condição inicial, pois além da curva característica ter sido obtida apenas para condição de molhagem, a condição em campo não foi verificada, ou seja, o perfil de solo poderia estar sendo submetido à condição de desaturação e, assim, seria necessária a curva de secagem para verificação da sucção correspondente à umidade medida. Neste caso, a sucção correspondente à condição inicial poderá ser realmente a sucção obtida na curva característica de sucção, ou outro valor superior a este dentro da provável histerese do solo até a curva de secagem.

3.5.2.3 Condições de fronteira

As condições de fronteira utilizadas foram estabelecidas de forma a melhor representar a condição do poço durante a infiltração. Nos limites superior, inferior e na lateral direita do domínio foram utilizadas condições de fronteira naturais em que o fluxo é considerado igual à zero. Durante o ensaio de infiltração não ocorre fluxo no topo do domínio, uma vez que toda a água de abastecimento do poço é jogada diretamente no interior do mesmo. No caso do limite inferior e da lateral direita, a condição de fluxo igual a zero se verifica caso os mesmos sejam colocados distantes o suficiente das paredes do poço. Tal verificação foi feita para todas as análises realizadas. Quando uma análise qualquer resulta em variações nas poro pressões ao longo da fronteira, tal variação indica que haveria fluxo ao longo desta mesma fronteira e que o domínio deve ser expandido.

As condições de fronteira ao longo da parede do poço consideradas foram à variação da poro pressão de água durante o enchimento e esvaziamento do poço, dadas pela altura de coluna

d'água no poço durante o enchimento. A variação de altura de coluna d'água é obtida pela medição da altura em campo. Após o enchimento, a altura de coluna d'água é calculada em função da quantidade de infiltração que ocorre ao longo das paredes do próprio poço. Tem-se, portanto, uma condição não-linear, que exigem para sua solução iterações.

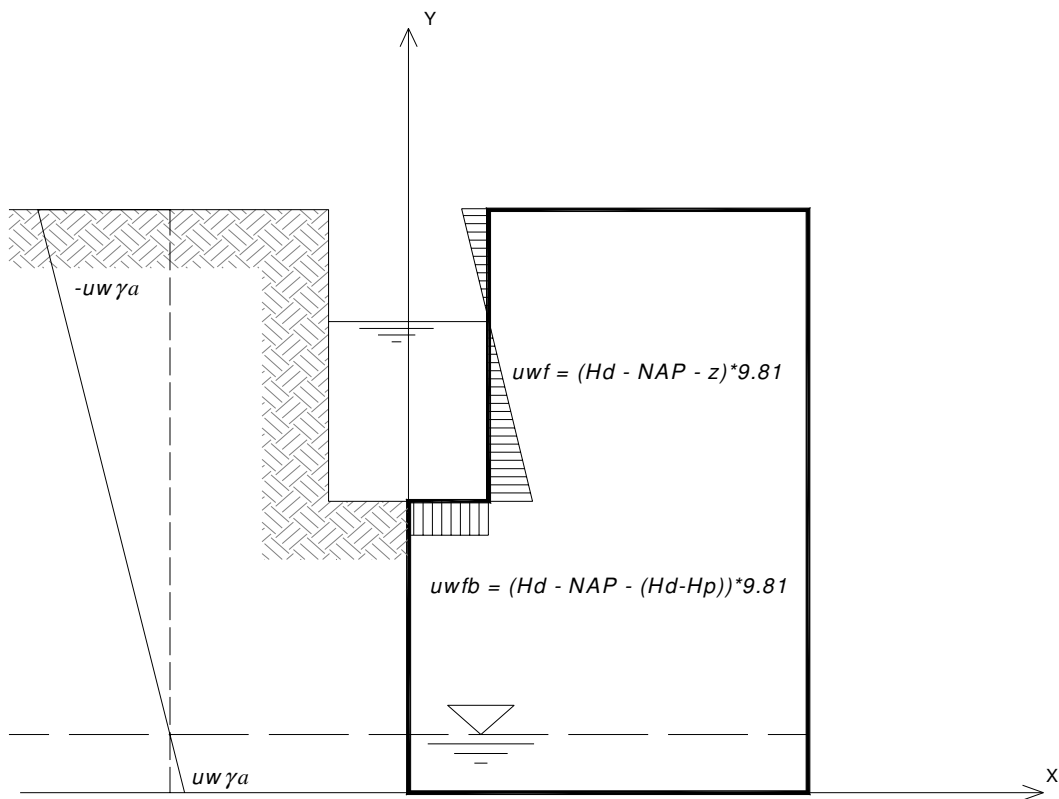


Figura 3.22 – Condições de fronteira

Onde: uwf = poro pressão em um ponto qualquer no poço, Hd = altura do domínio, NAP = nível de água a partir da boca do poço, $uwfb$ = poro pressão no fundo do poço, Hp = altura do poço.

3.5.3 Análises de sensibilidade

As análises paramétricas propostas para este trabalho tem como principal objetivo a análise de sensibilidade do desempenho dos poços aos parâmetros do solo e à geometria e condições iniciais do problema. As análises de sensibilidade podem indicar quais propriedades do solo

têm influência significativa no desempenho dos poços. O conhecimento do grau de importância das propriedades do solo irá ajudar na decisão de quais propriedades devem ser obtidas com maior precisão e quais podem ser estimadas de forma mais aproximada. Dentre as várias formas de análise de sensibilidade, é utilizada neste trabalho a análise de sensibilidade através de diagramas tornado, muito difundida na ciência de análise de decisão (CLEMEN, 1996).

3.5.3.1 Parâmetro de desempenho dos poços

O desempenho dos poços de infiltração é avaliado neste trabalho quanto ao tempo gasto para infiltração. A carga hidráulica é fator importante para definir o tempo, assim sendo, a taxa de infiltração reduz de acordo com a redução da carga hidráulica, em alguns solos essa redução é mais afetada e a infiltração é satisfatória até 50% do volume de água no interior do poço reduzindo consideravelmente a partir daí.

Com essas considerações, os parâmetros de desempenho considerados foram o tempo gasto para infiltração 50, 80 e 90% do volume de água do poço. As análises numéricas e análise de sensibilidade foram feitas considerando estes parâmetros de desempenho.

3.5.3.2 Diagramas tornado

Neste item é apresentado um resumo sobre análises de sensibilidade baseado no fundamento de conceitos de Análises de Decisão. O principal objetivo da análise de sensibilidade é ajudar na decisão e determinar quais variáveis de entrada têm influência significativa na decisão (CLEMEN, 1996). O principal objetivo de análise de sensibilidade, em termos de estruturas de infiltração, é de definir quais propriedades do solo irão interferir no desempenho dos poços.

Dentre os diagramas de construção e visualização das análises de sensibilidades, podem ser utilizados os diagramas tornado. Estes diagramas indicam quais as variáveis necessitam de uma melhor consideração e quais as variáveis podem ser consideradas como valores certos. O termo Diagrama Tornado refere à aparência típica deste gráfico.

O diagrama tornado foi selecionado para ser usado na análise do desempenho da infiltração, por permitir uma melhor visualização e comparação de como a variabilidade de cada propriedade do solo é transformada na variabilidade do tempo de infiltração. Dois tipos de diagrama tornado podem ser usados para o mesmo propósito, chamados de diagrama tornado caso básico e diagrama tornado de evento. O diagrama tornado caso básico é uma simples maneira de estudo de sensibilidade das variáveis de entrada, uma vez que não são baseadas em regras estritas de construção. É indicado quando não há disponibilidade detalhada de estudos estatísticos da variabilidade das variáveis.

Os diagramas tornado evento são divididos em determinístico e probabilístico. Estes são baseados nas mais rigorosas regras de construção e são construídos a partir de informações estatísticas detalhadas sobre as variáveis de entrada. 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, correlações não são consideradas. 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. O procedimento para construção do diagrama tornado probabilístico é apresentado nas etapas a seguir:

- a) A variabilidade (ou incerteza) de uma variável de entrada é removida e o tempo de infiltração é calculado em dois momentos utilizando uma equação baseada no método de estimativa do ponto alternativo. Para remover a incerteza de uma variável são utilizadas as Equações 3.1 e 3.2

$$E[T(X)]_k = T(E[X]) + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq k}}^n [p_i^+ T(x_i^+) + p_i^- T(x_i^-) - T(E[X])] \quad (3.1)$$

$$+ \sum_i \sum_{j \substack{i < j \\ \text{and } i \neq k}} [T(x_i^+, x_j^+) - T(x_i^+) - T(x_j^+) + T(E[X])] \frac{\rho[x_i, x_j]}{\xi^+[x_i] \xi^+[x_j]}$$

$$\begin{aligned}
 Var[T(X)]_k &= \{T(E[X]) - E[T(X)]_k\}^2 \\
 &+ \sum_{i=1}^n \left[p_i^+ \{T(x_i^+) - E[T(X)]_k\}^2 + p_i^- \{T(x_i^-) - E[T(X)]_k\}^2 \right] \\
 &+ \sum_{i < j \text{ and } i \neq k} \sum_j \left[\{T(x_i^+, x_j^+) - E[T(X)]_k\}^2 - \{T(x_i^+) - E[T(X)]_k\}^2 \right] \frac{\rho[x_i, x_j]}{\xi^+[x_i] \xi^+[x_j]}
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

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

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

$$\xi^\pm[x_i] = \gamma_1[x_i]/2 \pm \sqrt{1 + (\gamma_1[x_i]/2)^2};$$

$\rho[x_i, x_j]$ = Correlação entre x_i e x_j ;

$$\rho[x_i, x_j] = \frac{Cov[x_i, x_j]}{\sigma[x_i] \sigma[x_j]}.$$

$\sigma[x_i]$ = Desvio padrão

- b) O primeiro e segundo momento estatístico obtidos para o tempo de infiltração é usado para calcular a 10° a 50° e 90° percentual. É assumida uma distribuição lognormal para o tempo de infiltração para calcular os percentuais;
- c) Os procedimentos *a* e *b* são repetidos para todas as variáveis de entrada;

- d) A barra é criada no diagrama tornado para cada cálculo utilizando as etapas de (a) até (c); Cada barra corresponde à variável de entrada cuja variabilidade (incerteza) foi removida do modelo. O início e final da barra correspondem ao valor da 10° e 90° percentagem do tempo de infiltração e a linha próxima á metade da barra corresponde a 50° percentagem;
- e) Os procedimentos de (a) até (d) são repetidos para o “modelo completo” (i.e., sem remover qualquer incerteza das variáveis de entrada) e a barra do modelo completo é criada;
- f) Finalmente as barras são ordenadas da maior para menor dando a aparência de um tornado. A menor barra indica a variável de maior impacto.

O tamanho de cada barra mostrada na Figura 3.23 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 3.23 mostra que as variáveis 3, 4 e 5 têm impactos consideravelmente maiores do que as variáveis 1 e 2.

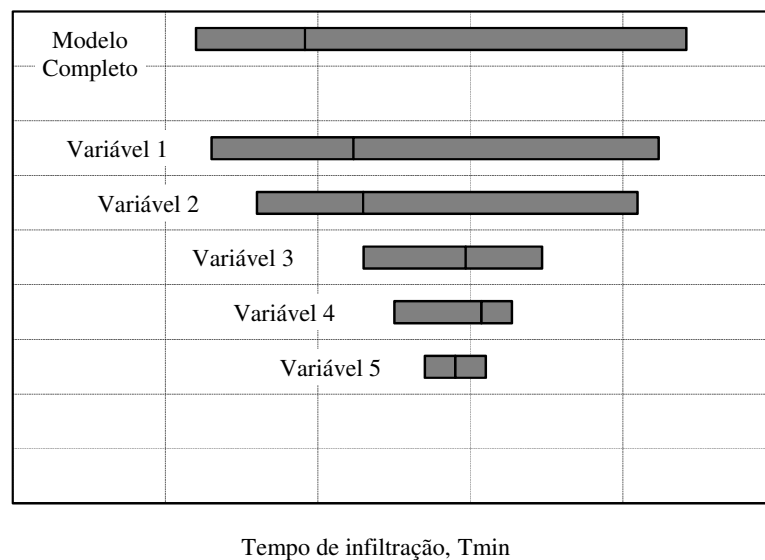


Figura 3.23 – Exemplo de diagrama tornado

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais obtidos na pesquisa. Os resultados são divididos em ensaios de laboratório e ensaios de campo. Inicialmente são apresentados os resultados de caracterização física do perfil estudado. Na sequência, são apresentados os resultados dos ensaios de adensamento do tipo duplo oedométrico, de determinação de curva característica e de condutividade hidráulica saturada e não saturada.

Também são apresentados os ensaios de campo no poço de infiltração construído no campo experimental. Os resultados do monitoramento do poço com os tensiômetros e com o sensor de pressão para medição da variação do nível de água no poço são mostrados no final do capítulo juntamente com os resultados de campo.

4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A obtenção do maior número possível de propriedades do solo possibilita, dentre outros, uma caracterização mais detalhada do solo estudado e maior quantidade de parâmetros para desenvolvimento de um modelo numérico. Tentou-se, nesta pesquisa, obter as principais características do solo e o comportamento mecânico e hidráulico, como o ensaio duplo oedométrico e condutividade hidráulica saturada e não saturada, além da curva característica de sucção. Os resultados dos ensaios são apresentados e discutidos nos próximos itens.

4.1.1 Caracterização Física

Os ensaios de caracterização realizados nos solos amostrados foram os seguintes: peso específico natural seco e úmido, peso específico dos grãos, teor de umidade, grau de saturação, e análise granulométrica. Todos os ensaios foram realizados de acordo com as normas da ABNT, conforme apresentado no Capítulo 3.

O perfil de umidade foi determinado durante a abertura do poço para retirada de amostras indeformadas, em 29/04/2009. Percebe-se no perfil (Figura 4.1) o ressecamento do solo na

superfície. A partir de 50 cm de profundidade o ressecamento não é mais observado e tem-se um crescimento aproximadamente linear da umidade com a profundidade.

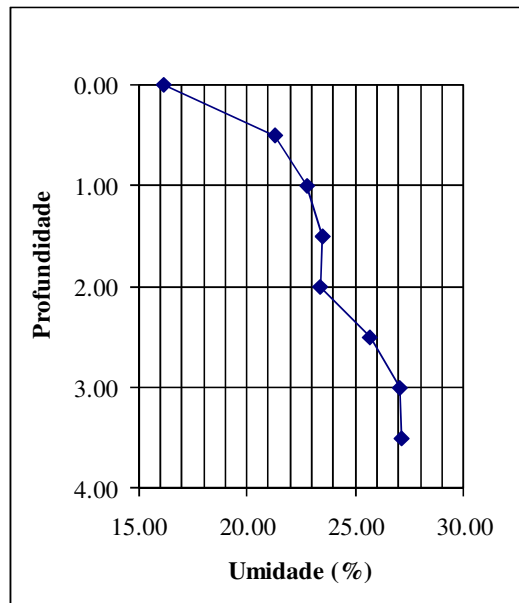


Figura 4.1 – Perfil de umidade no campo experimental em 29/04/2009

Os índices físicos determinados estão apresentados na Tabela 4.1. Os resultados mostram a uniformidade do perfil, não existindo variações significativas ao longo da profundidade analisada. O alto valor do índice de vazios e da porosidade é típico de um solo tropical com grau de intemperismo elevado.

A classificação baseada nos limites de consistência, utilizando a carta de plasticidade de Casagrande, indica que o solo é uma argila de média plasticidade.

Tabela 4.1 – Índices físicos

Profundidade (m)	γ_n (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	n	w _L (%)	w _P (%)	IP
1,00	16,57	27,14	1,70	0,63	34	23	10
2,00	16,32	27,37	1,54	0,61	34	24	10
3,00	17,15	27,13	1,77	0,64	38	25	14

4.1.2 Análise granulométrica convencional

Os ensaios de granulometria realizados com e sem a utilização de defloculante, resultaram nas curvas granulométricas apresentadas na Figura 4.2. Na figura estão plotadas as curvas granulométricas das três profundidades estudadas (1,00m, 2,00m e 3,00m). A uniformidade do perfil também pode ser verificada nas curvas granulométricas mostradas.

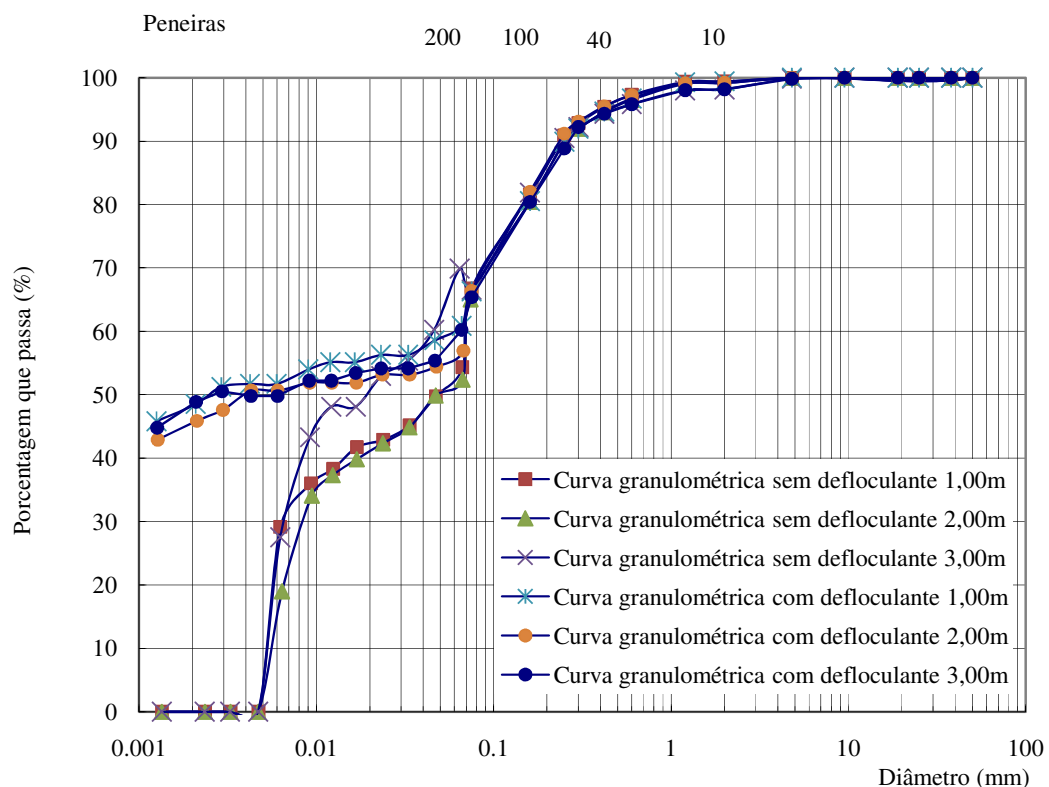


Figura 4.2 – Curvas granulométricas, com e sem defloculante

O grau de intemperismo do solo influencia diretamente na sua estrutura. Agentes cimentantes que agregam as partículas do solo alteram seu comportamento com o surgimento de uma macroestrutura, sendo esta alteração observada na sua composição granulométrica. A granulometria sem a utilização de defloculante mostrou um solo sem qualquer quantidade de argila e classificado como silte arenoso. Com a utilização de defloculante, as cimentações foram desfeitas, com o solo apresentando quase 50% de argila.

A realização de ensaios sem defloculante é importante para representar o estado do solo em campo. Na Tabela 4.2 está apresentado o resumo da análise granulométrica, de acordo com as faixas granulométricas propostas pela NBR 6502/95 (ABNT, 1995), para todas as profundidades.

Tabela 4.2 – Classificação segundo NBR 6502/95

Profundidade	1,00m SD	1,00m CD	2,00m SD	2,00m CD	3,00m SD	3,00m CD
Pedregulho (%)	0,57	0,57	0,79	0,79	1,83	1,83
Areia Grossa (%)	2,13	2,69	2,67	1,99	2,32	2,32
Areia Média (%)	11,57	12,03	11,85	11,12	10,12	11,69
Areia Fina (%)	32,94	24,00	33,14	30,08	18,12	25,40
Silte (%)	52,79	11,91	51,54	10,54	67,61	10,34
Argila (%)	0,00	48,27	0,00	45,47	0,00	48,41

SD – sem defloculante. CD – com defloculante

4.1.3 Análise granulométrica utilizando granulômetro a laser

Nas Figuras Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5 estão apresentadas as curvas granulométricas obtidas no granulômetro para as profundidades de 1,00m, 2,00m e 3,00m respectivamente. Estão plotados todos os métodos de preparação da amostra.

Na análise granulométrica utilizando o granulômetro, também foi verificada presença de macroestrutura. Para tentativa de desagregação da macroestrutura, além da utilização de defloculante, também foram realizados ensaios com a utilização de ultrassom, recurso existente no equipamento utilizado. Percebeu-se que com a utilização de ultrassom sem defloculante ou defloculante sem ultrassom, a desagregação foi inferior à desagregação obtida na análise granulométrica convencional com o uso de defloculante.

Dentre todos os métodos de preparação da amostra, a análise realizada com umidade natural (wn), com defloculante (cd) e com ultrassom (cu), que é o método utilizado no granulômetro que mais desagrega as partículas, a quantidade de argila ficou próxima aos 50% conforme o ensaio de granulometria convencional utilizando o defloculante.

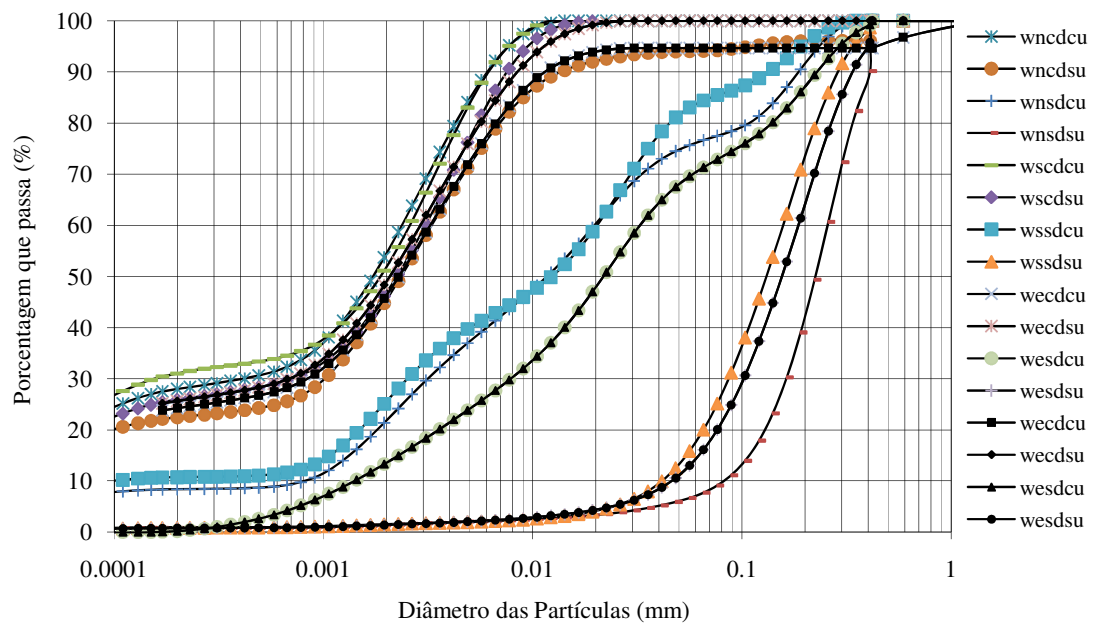


Figura 4.3 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 1,00m

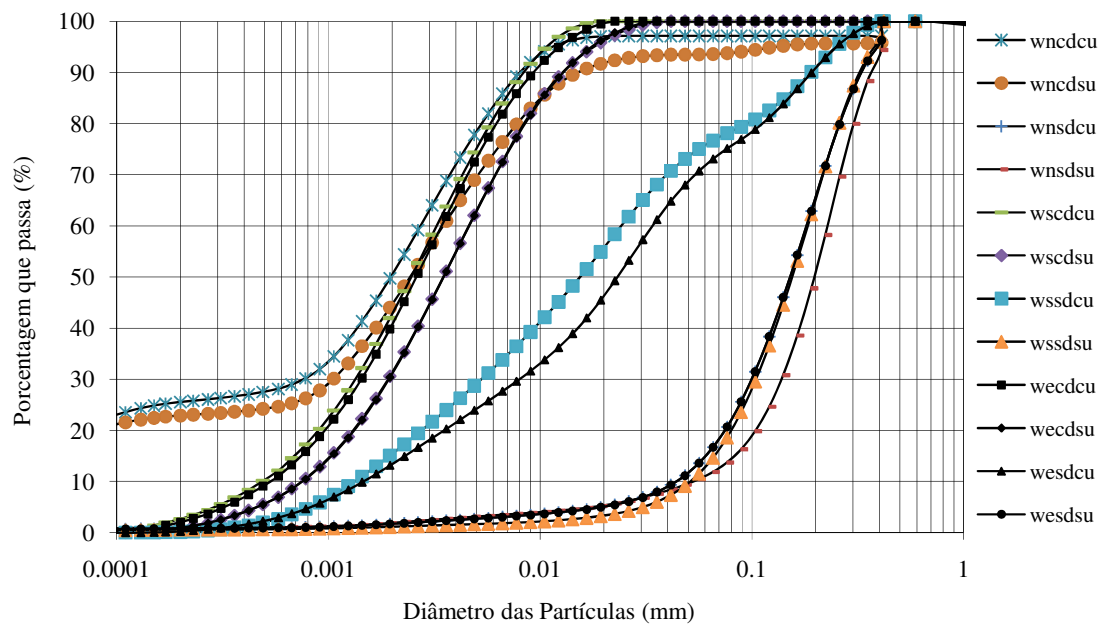


Figura 4.4 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 2,00m

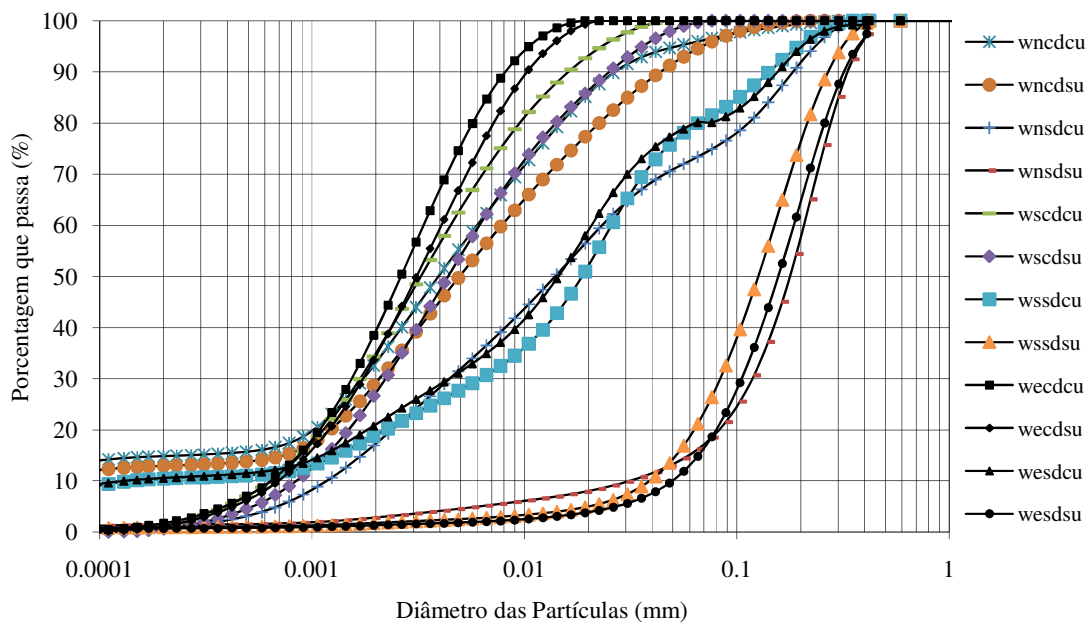


Figura 4.5 – Curva granulométrica (granulometro) profundidade de 3,00m

Os resultados das análises foram resumidos na Tabela 4.3, classificando o tamanho de grãos de acordo com a NBR 6502/95.

Tabela 4.3 – Classificação segundo NBR 6502/95

Secagem	Defloculante Ultrassom	Prof. (m)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)
WN	cdcu	1,00	0,2	50,4	47,8	0,0	0,8	0,9
	cdsu		0,2	42,1	50,2	1,9	4,7	0,9
	sdcu		0,2	20,7	53,9	15,2	9,1	0,9
	sdsu		0,2	1,3	5,7	34,3	57,7	0,9
WS	cdcu	1,00	0,2	47,8	50,3	0,0	0,8	0,9
	cdsu		0,2	43,3	54,9	0,0	0,8	0,9
	sdcu		0,2	24,1	58,0	11,7	5,2	0,9
	sdsu		0,2	1,4	15,9	54,7	27,1	0,9

Tabela 4.6 – Classificação segundo NBR 6502/95 (continuação)

Secagem	Defloculante Ultrassom	Prof. (m)	Pedregulho (%)	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)
WE	cdcu	1,00	0,2	43,9	51,5	0,0	1,9	2,1
	cdsu		0,2	45,2	53,0	0,0	0,8	0,9
	sdcu		0,2	12,8	56,2	16,4	13,5	0,9
	sdsu		0,2	1,3	12,7	48,8	36,2	0,9
WN	cdcu	2,00	0,2	46,8	48,8	0,0	3,5	0,7
	cdsu		0,2	41,4	50,6	2,1	5,0	0,7
	sdcu		0,2	1,6	13,0	49,8	34,6	0,7
	sdsu		0,2	1,8	9,1	39,2	49,1	0,7
WS	cdcu	2,00	0,2	40,6	57,7	0,0	0,7	0,7
	cdsu		0,2	30,4	68,0	0,0	0,7	0,7
	sdcu		0,2	14,8	59,7	15,0	9,6	0,7
	sdsu		0,2	1,0	11,5	51,3	35,1	0,7
WE	cdcu	2,00	0,2	38,9	59,5	0,0	0,7	0,7
	cdsu		0,2	30,2	68,1	0,0	0,7	0,7
	sdcu		0,2	12,8	57,7	18,8	9,8	0,7
	sdsu		0,2	1,6	13,0	49,8	34,6	0,7
WN	cdcu	3,00	0,4	26,8	62,0	3,7	6,1	0,9
	cdsu		0,4	27,5	64,3	6,2	0,7	0,9
	sdcu		0,4	16,5	54,6	18,8	8,7	0,9
	sdsu		0,4	2,6	12,2	41,6	42,3	0,9
WS	cdcu	3,00	0,4	33,3	64,7	0,0	0,6	0,9
	cdsu		0,4	26,3	70,9	0,7	0,6	0,9
	sdcu		0,4	17,3	59,9	16,2	5,2	0,9
	sdsu		0,4	1,6	16,7	56,4	23,8	1,1
WE	cdcu	3,00	0,4	38,0	60,0	0,0	0,6	0,9
	cdsu		0,4	33,2	64,8	0,0	0,6	0,9
	sdcu		0,4	19,3	58,5	15,0	5,9	0,9
	sdsu		0,4	1,2	11,6	50,3	35,5	0,9

4.1.4 Potencial de colapso

O potencial de colapso do solo é uma propriedade importante a ser conhecida antes de se implantar estruturas de infiltração. Solos com grande potencial de colapso podem sofrer bruscas e acentuadas reduções de volume quando submetidos à molhagem e/ou sobrecarga. O alto índice de vazios dos solos estudados nesta dissertação e a condição não saturada são grandes indicadores de possível comportamento colapsível. Existem vários métodos para avaliação do colapso. Nesta pesquisa optou-se por utilizar o ensaio duplo oedométrico.

Os ensaios oedométricos foram realizados utilizando as tensões 12,5, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Foram utilizadas amostras indeformadas e o ensaio foi realizado na condição de umidade natural (oedométrico simples) e com inundação prévia da amostra (oedométrico duplo). As condições iniciais das amostras utilizadas são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Condição inicial das amostras

Profundidade	e_0	w_0 (%)	Sr_0 (%)
2,00m (Natural)	1,56	22,45	39,36
2,00m (Inundado)	1,37	20,84	41,65
3,00m (Natural)	1,77	25,10	38,42
3,00m (Inundado)	1,78	25,59	38,93

Os resultados de adensamento nas duas condições iniciais estão apresentados na Figura 4.6 e Figura 4.7. Para representação da curva de adensamento na profundidade de 2,00 m, foi utilizado o índice de vazios normalizado devido à diferença do índice de vazios inicial nas duas condições de ensaio (natural e inundado). Na profundidade de 3,00m esse procedimento não foi necessário, pois o índice de vazios nas duas condições foi igual.

O potencial de colapso pode ser avaliado de forma qualitativa, pela inspeção das curvas com e sem inundação. Apesar do alto índice de vazios inicial e da presença acentuada de macro estrutura, a inspeção visual indica baixo potencial de colapso no solo estudado para tensões relativamente baixas. Uma avaliação quantitativa pode ser realizada utilizando índices como o proposto por Jennings e Knight (1975). O índice de colapsividade pode ser calculado pela diferença entre as curvas com e sem inundação:

$$PC = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (4.1)$$

Onde, Δe é a diferença entre o índice de vazios das duas curvas para uma dada tensão de interesse; e_0 é o índice de vazios da curva sem inundação para a tensão de interesse.

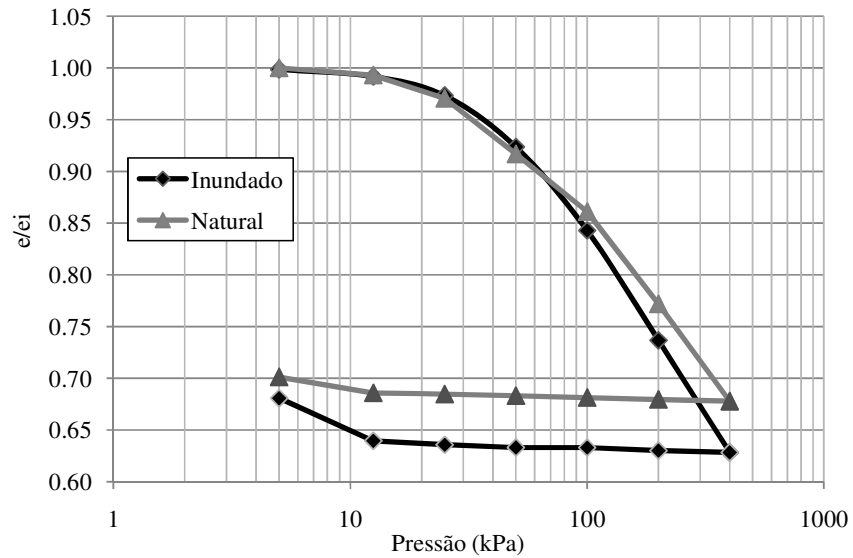


Figura 4.6 – Curva de adensamento Natural e Inundado (Profundidade de 2,00m)

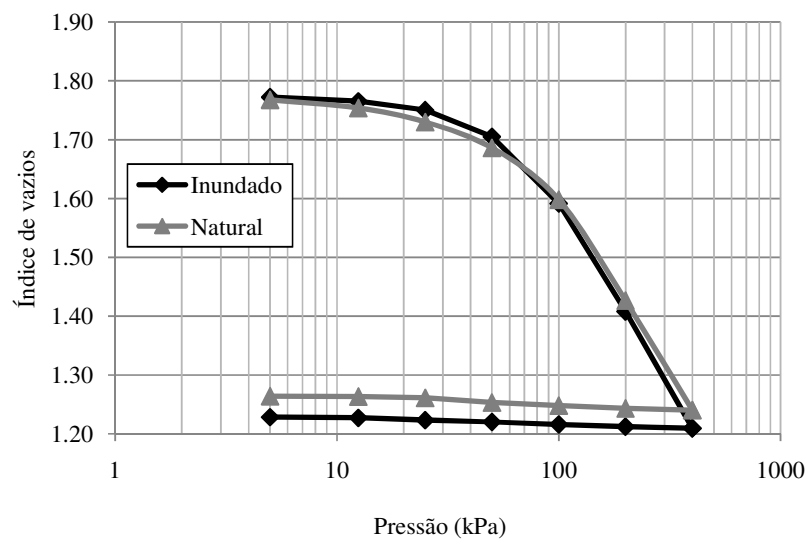


Figura 4.7 – Curva de adensamento Natural e Inundado (Profundidade de 3,00m)

A normalização utilizada é particularmente importante quando se considera a utilização da equação de Jennings & Knight (1975), pois permite a remoção de pequenas variações entre os corpos de prova que interfeririam no índice de potencial de colapso calculado. A Tabela 4.5 mostra a classificação do colapso, e a Tabela 4.6 apresenta o potencial de colapso dos solos estudados.

Tabela 4.5 – Classificação do colapso segundo Jennings & Knight (1975)

Classificação do Colapso	
Potencial de Colapso (%)	Severidade do problema
até 1	Nula
1 a 5	Moderada
5 a 10	Média
10 a 20	Severa
acima de 20	Muito severa

Tabela 4.6 – Potencial de colapso dos solos estudados

Profundidade 2,0m		Profundidade 3,0m	
Pressão (kPa)	Potencial de Colapso (%)	Pressão (kPa)	Potencial de Colapso (%)
25	0,0	25	0,0
50	0,0	50	0,0
100	0,7	100	0,2
200	1,55	200	0,5
400	2,37	400	0,9

4.1.5 Curva característica da água do solo

A curva que define a capacidade de armazenamento de água no solo, conhecida como curva característica da água do solo é uma das propriedades mais importantes para interpretar o comportamento de um solo não saturado. O método utilizado para obtenção foi o método do papel filtro, que consegue medir intervalos de sucção entre 5 e 30.000 kPa (referencia). Neste

trabalho foi obtida a curva de umedecimento, por ser a que representa a condição imposta ao solo durante a infiltração.

Foi obtida a curva característica de cada profundidade estudada (1,00 m, 2,00 m e 3,00 m), estando às curvas mostradas na Figura 4.8. Existem na literatura várias equações de ajuste para a curva característica. Optou-se por utilizar uma equação que considera maior quantidade de parâmetros para ajuste e que se ajuste a solos com comportamento bimodal. Neste caso, optou-se por ajustar as curvas utilizando a equação de Gitirana e Fredlund (2004), as quais estão representadas pela sucção versus grau de saturação. Este ajuste permitiu uma melhor visualização dos dados experimentais. Os parâmetros utilizados para o ajuste das curvas estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Parâmetros de ajuste utilizados para as curvas características

	Ψ_{b1} (kPa)	Ψ_{res1} (kPa)	S_{res1} (%)	Ψ_{b1} (kPa)	S_b (%)	Ψ_{res1} (kPa)	S_{res2} (%)	a	λ_1	λ_2
1,00	3,50	11	35	7.000	27,00	14000	1,50	0,07	4,76	0,31
2,00	4,00	08	40	10.500	29,50	15000	1,60	0,08	7,50	0,21
3,00	2,50	08	44	7.500	29,50	11000	1,60	0,08	6,00	0,17

As curvas características apresentadas na Figura 4.8 mostram uma relativa homogeneidade do perfil por ter resultado em curvas características muito semelhantes até a profundidade analisada. As curvas são do formato bimodal indicando presença de micro e macroporos. Este tipo de distribuição de poros é causada por granulometrias descontínuas ou pela estruturação de solos intemperizados. Os macroporos têm um valor de entrada de ar entre 2.5 e 4.0 kPa, os microporos entre 7000 e 10500 kPa.

Entre as duas partes da curva tem-se um patamar que indica a ausência de poros em uma grande faixa de tamanhos. A posição do patamar indica o volume de macroporos presentes na estrutura do solo. Pode-se observar que quanto mais próximo da superfície, maior a quantidade de macroporos.

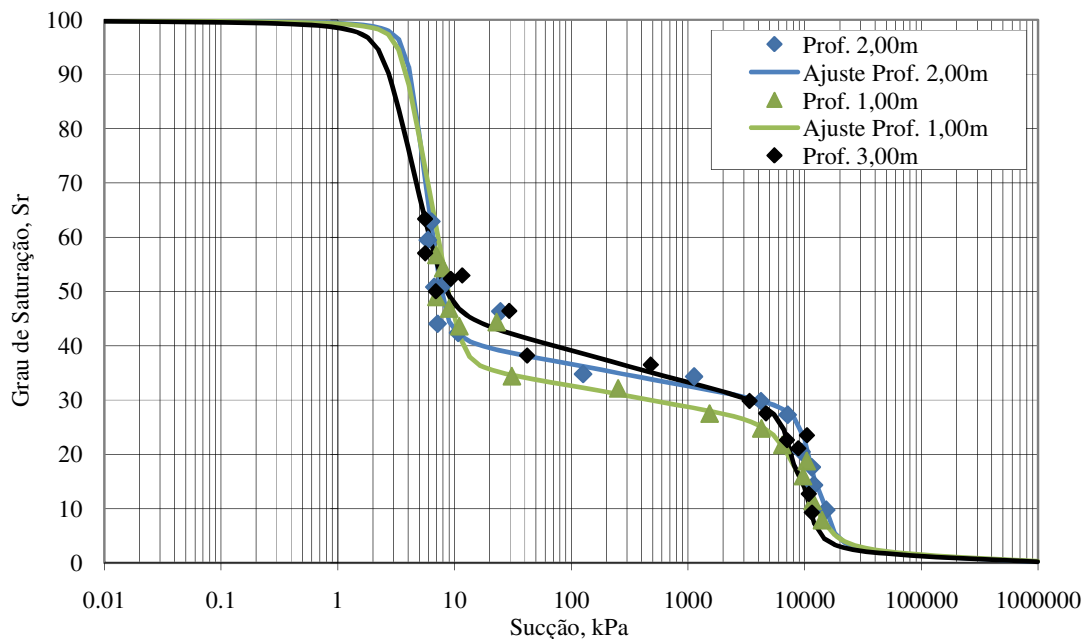


Figura 4.8 – Curva característica todas as profundidades (obtida pelo processo de umedecimento)

4.1.6 Condutividade hidráulica saturada

Para a condutividade hidráulica saturada foi utilizado um permeâmetro triaxial de paredes flexível e coluna de mercúrio, conforme apresentado no Capítulo 3. Foram ensaiadas amostras de 3,00 m de profundidade. As Tabela 4.8 e Tabela 4.9 apresentam os resultados de condutividade hidráulica obtidos por meio da leitura do deslocamento da coluna de mercúrio, a correção referente à temperatura e a condutividade hidráulica corrigida. O ensaio foi repetido por 4 vezes para cada tensão efetiva, sendo que cada condutividade hidráulica foi calculada com leitura do deslocamento da coluna de mercúrio a cada 20 cm. O valor de condutividade hidráulica saturada considerada para cada tensão efetiva foi o valor médio dos 4 ensaios.

O ensaio foi realizado para dois valores de tensão efetiva, 30 e 50 kPa. A tensão efetiva de 30 kPa foi escolhida por ser um valor de tensão semelhante ao sofrido pela amostra em campo, a tensão efetiva de 50 kPa foi escolhida para verificar o comportamento da condutividade hidráulica deste solo perante acréscimo de tensão. Para tensão efetiva de 30 kPa a saturação por contrapressão foi realizada até atingir parâmetro B no valor de 0,91. A tensão confinante

foi de 550 kPa e contra pressão de 520 kPa. Para tensão efetiva de 50 kPa a saturação por contrapressão foi realizada até atingir parâmetro B no valor de 0,92. A tensão confinante foi de 580kPa e contrapressão de 530kPa.

Com os resultados obtidos, percebeu-se que a condutividade hidráulica saturada deste solo na condição indeformada é regida pela macroestrutura, tendo condutividade hidráulica próxima a de solos arenosos.

Tabela 4.8 – Condutividade hidráulica saturada, tensão efetiva de 30kPa

Cond. Hidráulica Medida			Temperatura	Fator de Correção	Permeabilidade Corrigida	
K1	1,31 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,36x10-5	m/s
K2	1,28 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,33 x10-5	m/s
K3	1,37 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,42 x10-5	m/s
K4	1,30 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,35 x10-5	m/s
Condutividade hidráulica média					1,365 x 10-5	m/s

Tabela 4.9 – Condutividade hidráulica saturada, tensão efetiva de 50kPa

Cond. hidráulica Medida			Temperatura	Fator de Correção	Cond. Hidráulica Corrigida	
K1	1,24 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,29 x10-5	m/s
K2	1,22 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,27 x10-5	m/s
K3	1,27 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,32 x10-5	m/s
K4	1,25 x10-5	m/s	18,5°	1,038	1,30 x10-5	m/s
Condutividade hidráulica média					1,295 x 10-5	m/s

4.1.7 Condutividade hidráulica não saturada

A condutividade hidráulica é máxima na condição saturada. À medida que a umidade decresce e a sucção aumenta o solo passa para a condição não saturada e o valor da condutividade hidráulica dependerá da quantidade de água retida nos poros do solo. Assim como na curva característica, a função de condutividade hidráulica foi obtida apenas para trajetória de umedecimento, sendo este o interesse para este trabalho.

Na Tabela 4.10 estão apresentados os valores de condutividade hidráulica obtidos no ensaio realizado utilizando o permeâmetro triaxial com controle de sucção e a amostra de 3,00 m de profundidade. O valor de condutividade hidráulica correspondente à sucção de valor zero, i.e.

a condutividade hidráulica do solo na condição saturado, foi obtida no permeâmetro triaxial de paredes flexíveis e coluna de mercúrio, conforme apresentado no item anterior.

Tabela 4.10 – Valores de condutividade hidráulica obtidos

Sucção (kPa)	Cond. hidráulica (m/s)
80	$2,67 \times 10^{-10}$
60	$3,96 \times 10^{-10}$
40	$5,95 \times 10^{-9}$
20	$8,76 \times 10^{-9}$
0	$1,36 \times 10^{-5}$

A Figura 4.9 apresenta a função de condutividade hidráulica do solo estudado. O valor da condutividade hidráulica saturada foi estendido, através de um ponto na curva, pressupondo que seja constante até o valor de sucção correspondente ao valor de entrada de ar, facilitando assim a visualização da função de condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica para valor baixos de sucção não foi obtida devido à limitação da condutividade hidráulica do disco de alto valor de entrada de ar instalado no equipamento. Sendo assim, o menor valor de sucção do ensaio foi de 20 kPa. Esse valor resultou em condutividade hidráulica bem próxima ao do disco cerâmico. Com a aplicação de sucções menores, a condutividade hidráulica medida corresponderia à condutividade hidráulica do disco e não à do solo.

A Figura 4.10 mostra o deslocamento que a amostra sofreu durante a aplicação do primeiro estado de tensões, quando ocorreu o adensamento. A redução volumétrica ocorreu apenas após a aplicação do estado de tensões líquidas do ensaio (tensão líquida de 30 kPa), se mantendo constante a partir daí. Nos demais estágios de tensão os deslocamentos foram desprezíveis, apesar do aumento de sucção. Desta forma, o solo apresenta pouca retração durante a secagem até 100 kPa.

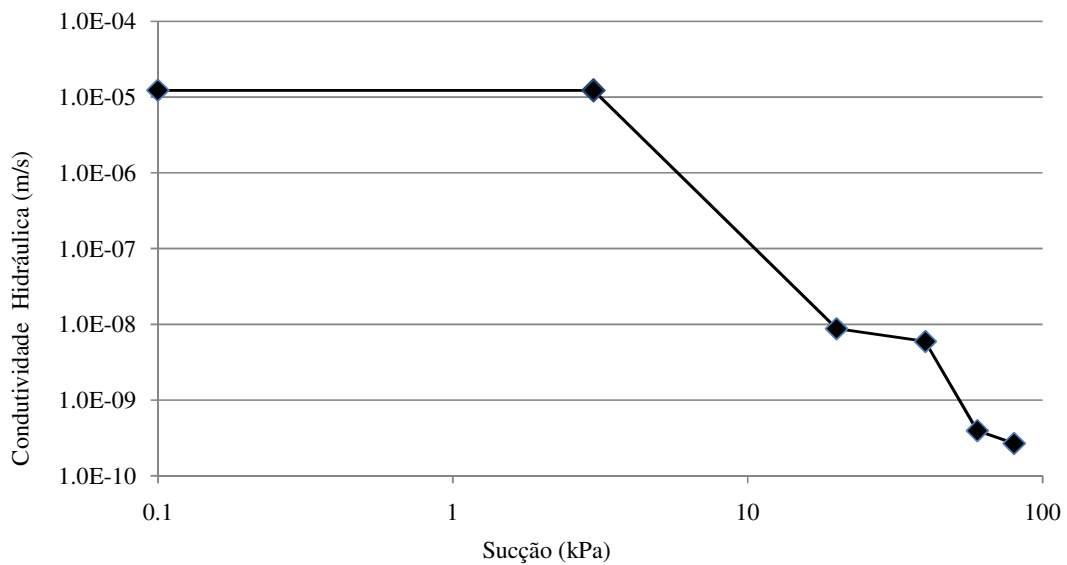


Figura 4.9 – Função de condutividade hidráulica

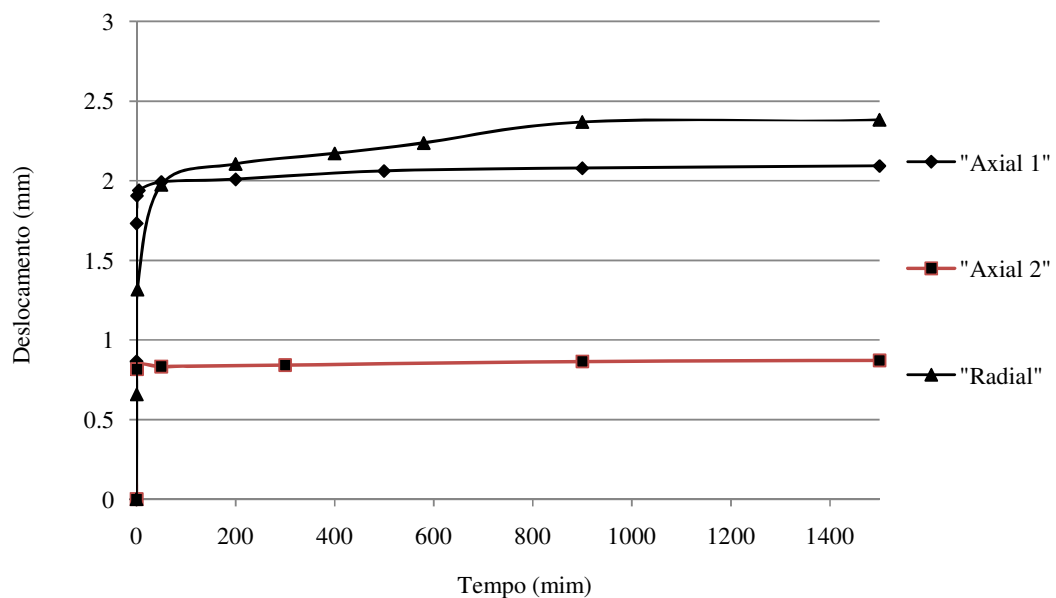


Figura 4.10 – Adensamento da amostra durante o ensaio de condutividade hidráulica.

Brooks e Corey (1964) propuseram um método de previsão da função de condutividade hidráulica baseado na curva característica unimodal. Neste método de previsão a função de condutividade hidráulica mantém o valor da condutividade hidráulica saturada (valor máximo de condutividade hidráulica) constante até o valor de entrada de ar, onde se inicia a

desaturação. A partir deste ponto a condutividade hidráulica é reduzida com a redução da sucção. O método considera o valor de entrada de ar, a inclinação da curva característica, a sucção e saturação residuais como parâmetros para previsão da função de condutividade hidráulica.

O método de Brooks e Corey (1964) foi utilizado para se verificar a utilização deste tipo de previsão para o solo estudado. No caso de solos com curvas características bimodais, propõe-se aqui a utilização do primeiro trecho da curva característica, correspondente aos macroporos, na previsão da função de condutividade hidráulica. Desta forma, foram utilizados os parâmetros da primeira inclinação da curva característica bimodal. Na Figura 4.11 estão apresentadas a função de condutividade hidráulica estimada e medida.

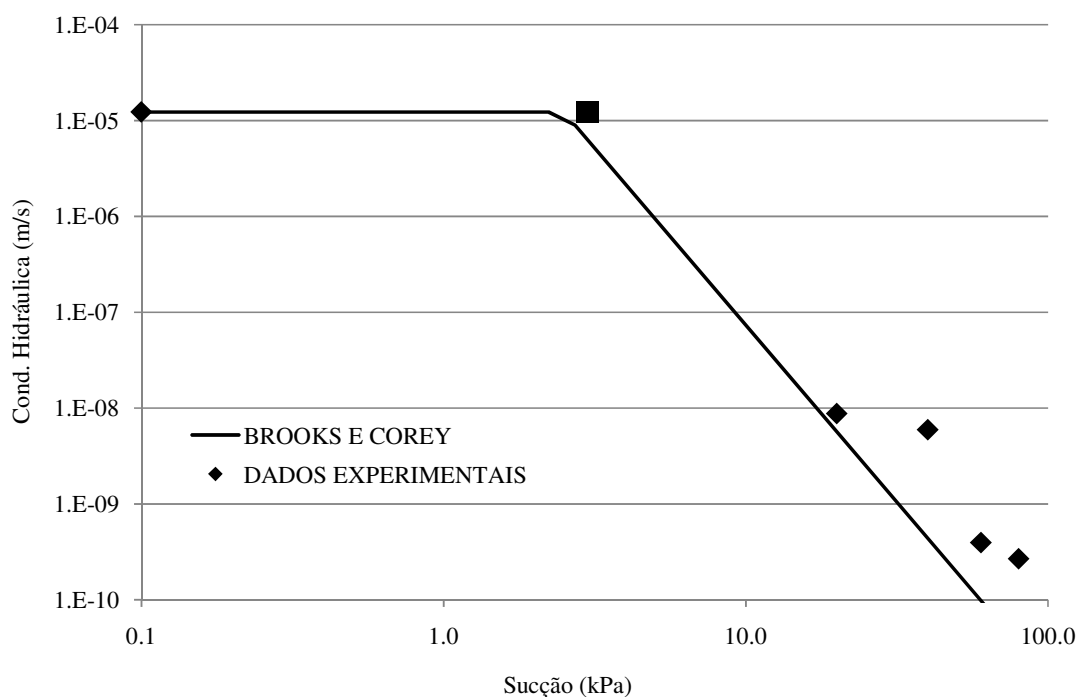


Figura 4.11 – Comparação da função de condutividade hidráulica, medida e prevista pelo método de Brooks e Corey (1964)

Na comparação, a curva estimada e a curva proveniente dos dados experimentais são muito próximas até a sucção correspondente ao final da primeira inclinação da curva característica deste solo. A partir daí, a curva de função de condutividade hidráulica medida se distancia da

curva estimada o que já era previsto devido ao comportamento hidráulico deste solo começar a se aproximar do patamar intermediário, que separa a influência da macro e micro estrutura observado na curva característica.

4.2 ENSAIOS DE CAMPO

O ensaio de infiltração em poço consiste no enchimento do poço e posterior monitoramento do nível de água durante a infiltração. O monitoramento da coluna d'água durante o ensaio foi realizado por dois métodos: com a utilização de sensor instalado no fundo do poço e com medições utilizando uma trena de aço comum e um referencial de nível coincidindo com a parte superior do poço. Com o segundo método que já foi utilizado por outros autores (CARVALHO, 2008; REIS, OLIVEIRA, SALES, 2008) existe grande dificuldade para monitoramento da fase de enchimento, sendo importante a utilização dos sensores para obter essa informação. Durante o ensaio, os tensiômetros instalados próximos ao poço, além de medirem a sucção inicial, monitoraram a variação da sucção durante o ensaio. Neste item serão mostrados os resultados obtidos.

4.2.1 Medição da variação do nível de água no poço

A variação do nível de água no poço de infiltração com o tempo define o mais importante parâmetro de desempenho do poço. Espera-se que um poço de infiltração que tenha bom desempenho, tenha o nível de água no seu interior reduzido rapidamente. Essa redução acelerada representa alto valor de taxa de infiltração e área disponível para novo enchimento e repetição do processo.

O ensaio em campo envolveu basicamente a leitura da variação do nível de água no interior do poço desde o início do enchimento até o esvaziamento por completo. O procedimento de medição foi a utilização de sensor de pressão instalado no fundo do poço, conforme apresentado no Capítulo 3. Para validação e complementação do monitoramento com o sensor, foram também realizadas medidas utilizando uma trena de aço comum (Figura 4.12), esse segundo método consiste em medir a variação da coluna de água no poço em relação a um referencial na parte superior do poço.

O sensor de pressão mostrou grande eficiência na medição da coluna d'água durante o enchimento, procedimento muito difícil de ser realizado com medição utilizando a trena devido à grande turbulência causada pelo despejo da água. Considerando essa dificuldade, o monitoramento da coluna d'água durante o enchimento não foi realizado nos outros campos experimentais que também envolveram estudos em poços de infiltração.

As leituras do sensor foram realizadas em intervalos de 2 segundos e posteriormente salvas em uma planilha eletrônica. A plotagem dos pontos armazenados apresentou um formato linear com pouca dispersão das medidas de enchimento. Este formato se manteve até o enchimento total mesmo com o acréscimo da carga hidráulica, com o processo de infiltração que já ocorria, e com a vazão constante de enchimento.

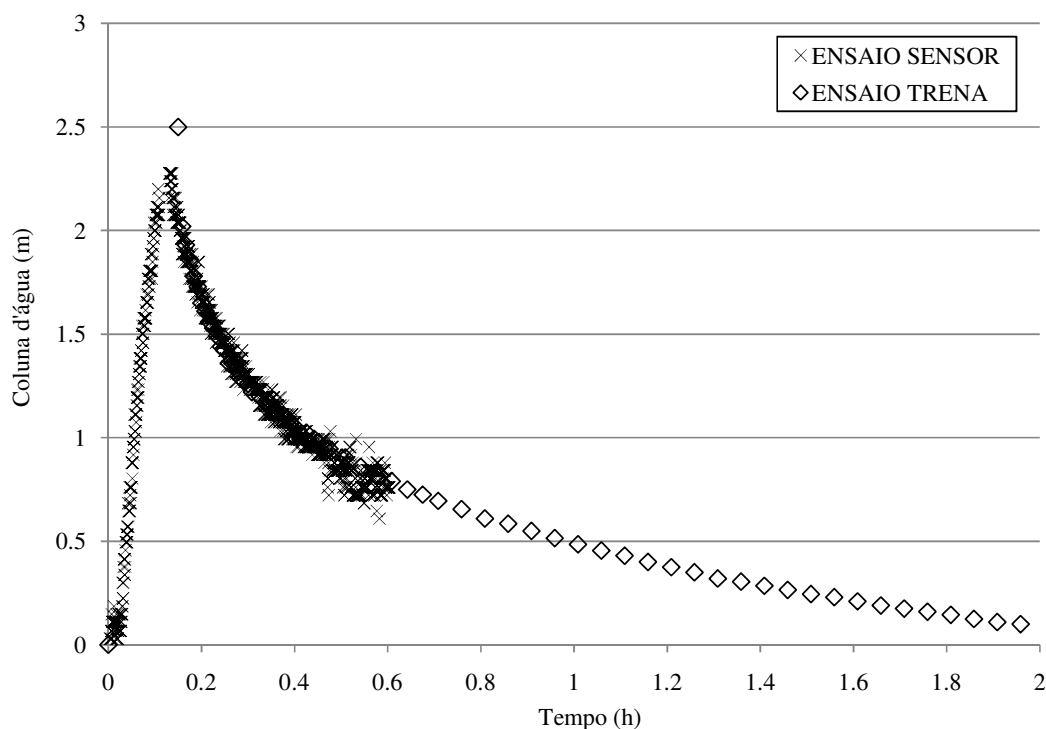


Figura 4.12 – Comparação do ensaio realizado com o sensor de pressão e trena

Com a redução da coluna de água no poço, o sensor perde eficiência e as leituras começam a ter certa dispersão. Um dos motivos da dispersão das leituras é a capacidade absoluta do sensor, de 0 a 10 bar (i.e. de 0 a 1000 kPa), que influencia na precisão da leitura que é relacionada com a capacidade máxima. O sensor utilizado tem precisão de 0,5% da

capacidade absoluta, ou seja, 5 kPa, que corresponde em coluna d'água em aproximadamente 50 cm. O sensor recomendado para este ensaio deve ter capacidade máxima de 1 bar.

Para cálculo do volume infiltrado e a validação do modelo numérico, foi obtida uma curva considerando os dois métodos de monitoramento (sensor e trena). A Figura 4.13 apresenta a curva adotada. Na fase de enchimento foram consideradas apenas as leituras do sensor. Na fase de esvaziamento até o tempo de 30 min foi considerada uma curva média entre os dois métodos e a partir deste tempo somente as leituras realizadas com o segundo método.

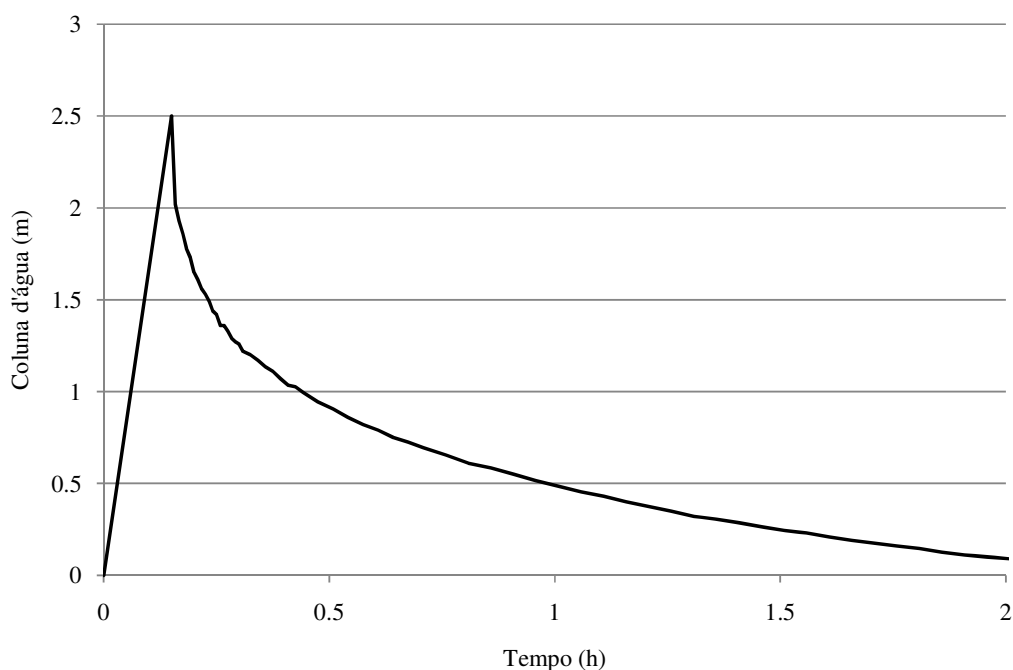


Figura 4.13 – Variação adotada do nível d'água dentro do poço, média entre as leituras do sensor e da trena

4.2.2 Monitoramento da variação da sucção utilizando os tensiômetros

Durante a realização do ensaio de campo, a sucção no solo próximo ao poço foi monitorada com a utilização de tensiômetros. O objetivo deste monitoramento foi tentar definir a área de influência do poço durante a infiltração, por meio da variação da umidade e sucção. Verificou-se que o solo no estado inicial já se encontrava com sucção baixa, e este estado não sofreu grandes alterações durante o ensaio.

O tensiômetro T5 teve redução de cerca de 5 kPa, enquanto que os tensiômetros T4 e T6 tiveram redução de pouco mais de 1 kPa. A Figura 4.14 mostra os resultados obtidos com o monitoramento dos tensiômetros.

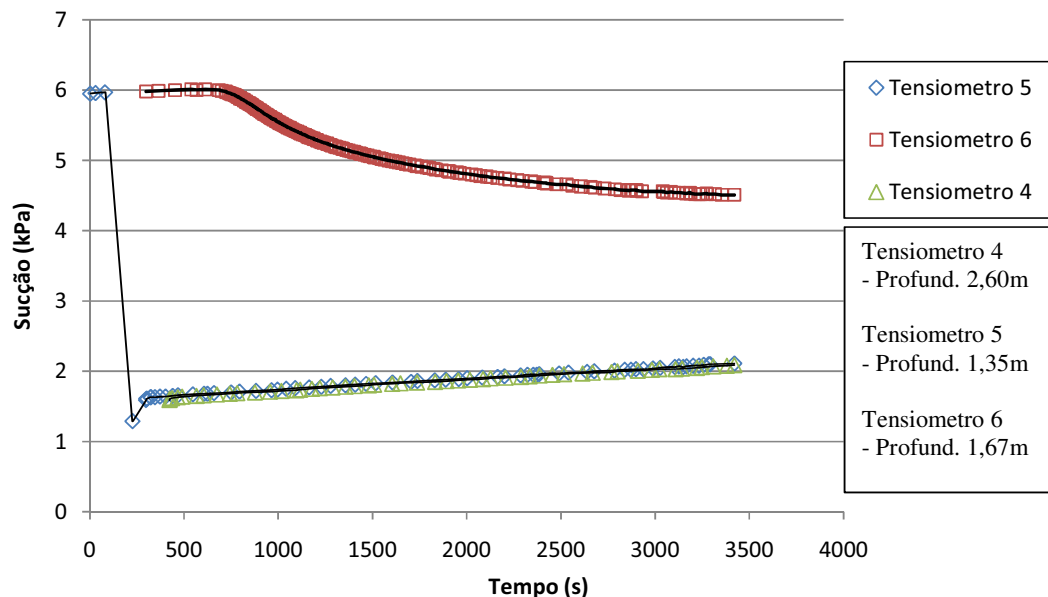


Figura 4.14 – Monitoramento da variação de sucção durante o ensaio

Foi feita uma comparação entre a sucção medida em campo utilizando os tensiômetros e a sucção prevista com base na umidade de campo e na curva característica. A comparação da leitura inicial dos tensiômetros com o perfil de sucção apresentado na Figura 4.15, mostrou resultados próximos para os tensiômetros T5 e T6 que estavam a menos de 2,0m de profundidade. O tensiômetro T4 instalado um pouco mais profundo mostrou solo mais úmido do que o solo representado no perfil de sucção.

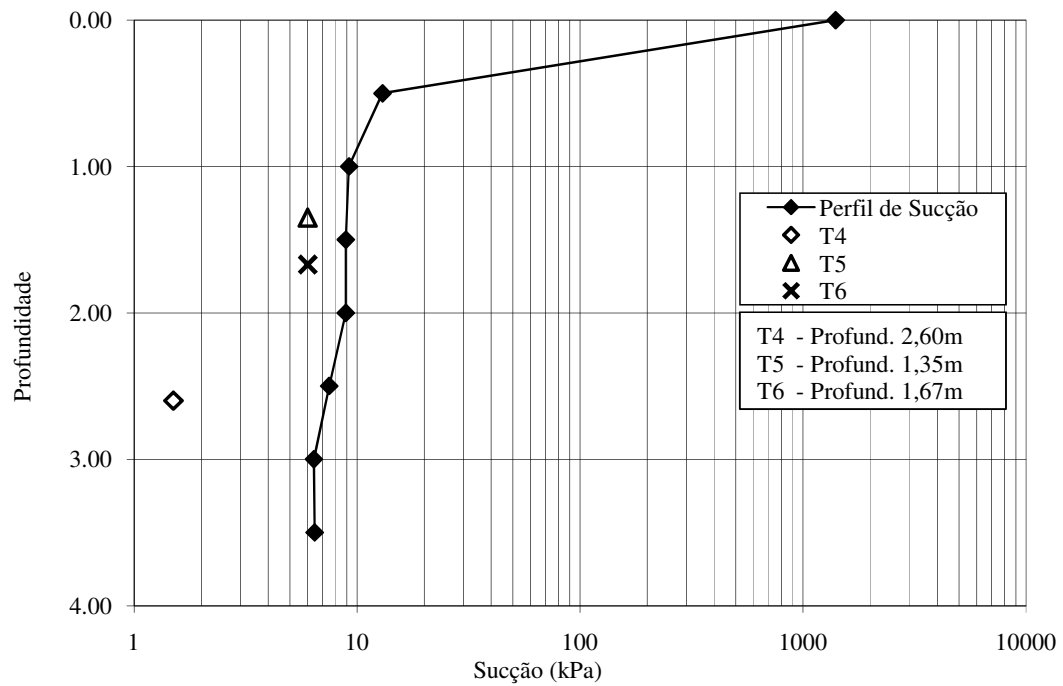


Figura 4.15 – Comparação da sucção inicial medida com os tensiômetros e o perfil de sucção

CAPÍTULO 5

VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo numérico foi feita por meio da comparação do resultado numérico com o resultado medido em campo. Considera-se que o modelo numérico é ideal se o seu resultado for semelhante ao experimental. Para obtenção de resultado por meio de análise numérica próximo ao resultado experimental, deve-se informar de forma correta a geometria e condição inicial. No procedimento experimental, o poço de infiltração foi executado em um espaço semi-infinito, na análise numérica esse espaço deve ser limitado geometricamente definindo o domínio do problema. As dimensões do domínio devem ser adotadas de forma que o fluxo só ocorra no interior desse espaço. Foram feitas análises considerando três dimensões de domínio e três situações de condição inicial, o objetivo das análises envolvendo diferentes condições iniciais foi de comprovar a importância de obter a condição inicial em campo.

O Software FlexPDE permite ainda a obtenção de melhores resultados através de parâmetros de refinamento e acurácia da solução. As análises foram realizadas utilizando vários valores de parâmetros de refinamento, a comparação dos resultados com o resultado experimental foi realizada no final deste capítulo.

5.1 GEOMETRIA E CONDIÇÃO INICIAL

Com o modelo numérico completo com todas as etapas e equações escritas no formato de script, o bom resultado da análise depende da geometria e condição inicial informadas de forma correta. A geometria envolve as dimensões do poço e dimensões do domínio. Neste item são apresentadas as dimensões do poço e uma análise envolvendo as dimensões do domínio para verificar possível interferência no fluxo. São apresentadas também análises envolvendo diferentes condições iniciais para verificação da influência do ressecamento do solo superficial e da condição hidrostática.

5.1.1 Geometria

A geometria do poço considerada na análise teve as mesmas dimensões do poço de infiltração executado no campo experimental para ensaio de infiltração. No *script* utilizado no *software* FlexPDE, os parâmetros que descrevem as dimensões do poço e do domínio foram chamados de: R_d – Raio do domínio; H_d – Altura do domínio; H_p – altura do poço, R_p – Raio do poço; NA – profundidade do nível freático. A Figura 5.1 apresenta a disposição dos parâmetros geométricos.

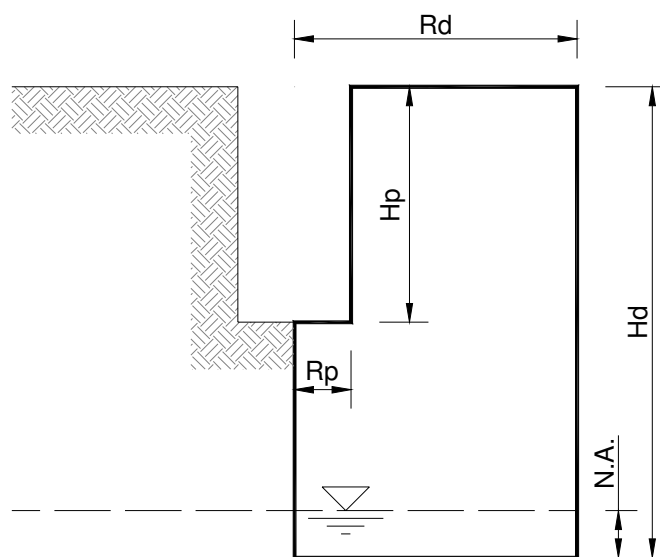


Figura 5.1 – Parâmetros da geometria

A dimensão do domínio define a região a ser considerada na infiltração. Sua dimensão deve ser maior do que a área de influência no processo de infiltração para não interferir no resultado. Em outras palavras, o fluxo de água deve ocorrer somente no contorno do poço e no interior da área definida pelo domínio, caso ocorra fluxo nas extremidades do domínio o resultado da análise poderá não ser o esperado, invalidando a análise. Assim como os parâmetros de refinamento, a dimensão do domínio pode influenciar no tempo de análise, sendo necessário realizar análises com os mesmos parâmetros do solo e de contorno, e com diferentes dimensões de domínio para conseguir as dimensões ideais.

No modelo utilizado o domínio foi descrito por duas dimensões: altura e raio. A altura do domínio teve um valor fixo de 13,0 m, este valor foi fixado para representar o nível freático que teve sua profundidade medida de 12,0 m. Com o valor fixo da altura, a verificação do domínio foi feita com diferentes valores de raio, os valores analisados foram 5,0 m, 10 m e 20 m. O tempo de análise não sofreu alteração com a variação do raio do domínio, o tempo médio da análise foi de 35 min.

5.1.2 Condição inicial

A distribuição inicial de sucção indica a capacidade de armazenamento de água no solo influenciando na infiltração. A análise da influência da distribuição inicial no resultado foi verificada utilizando três situações: perfil de sucção com ressecamento (condição medida em campo); perfil de sucção sem ressecamento; e perfil de sucção da condição hidrostática.

O perfil de sucção com ressecamento foi à condição medida em campo (ver Capítulo 4, Figura 4.15), o ressecamento verificado na superfície (profundidade 0,00 m) é comum pelo fato do solo estar em contato com a atmosfera onde o acréscimo da sucção é forçado pela evaporação. A distribuição de sucção foi obtida por meio da relação entre o perfil de umidade e a curva característica de sucção e extrapolada para profundidade de 12,0m correspondente à profundidade do nível freático com valor de sucção igual a zero.

O perfil de sucção sem ressecamento foi feito eliminando a umidade medida na superfície, e extrapolando a distribuição de sucção do intervalo de profundidade de 0.50 m a 3.50 m para superfície e profundidade de 12,0 m. A análise utilizando esta condição inicial foi realizada para verificar a influência do ressecamento da superfície no processo de infiltração, sendo uma condição inicial que se diferenciou da primeira apenas nos primeiros 0.50 m de profundidade. Essa análise foi motivada pelo fato da coluna d'água estar em contato com uma condição diferente da condição real medida em campo, apenas nos primeiros 0.50 m de profundidade.

O perfil de sucção da condição hidrostática foi utilizado em comparação com os perfis de sucção com e sem ressecamento para verificar a influência da condição inicial no processo de

infiltração. A Figura 5.2a e Figura 5.2b mostram a comparação da distribuição sem ressecamento e hidrostática, e com ressecamento e hidrostática respectivamente.

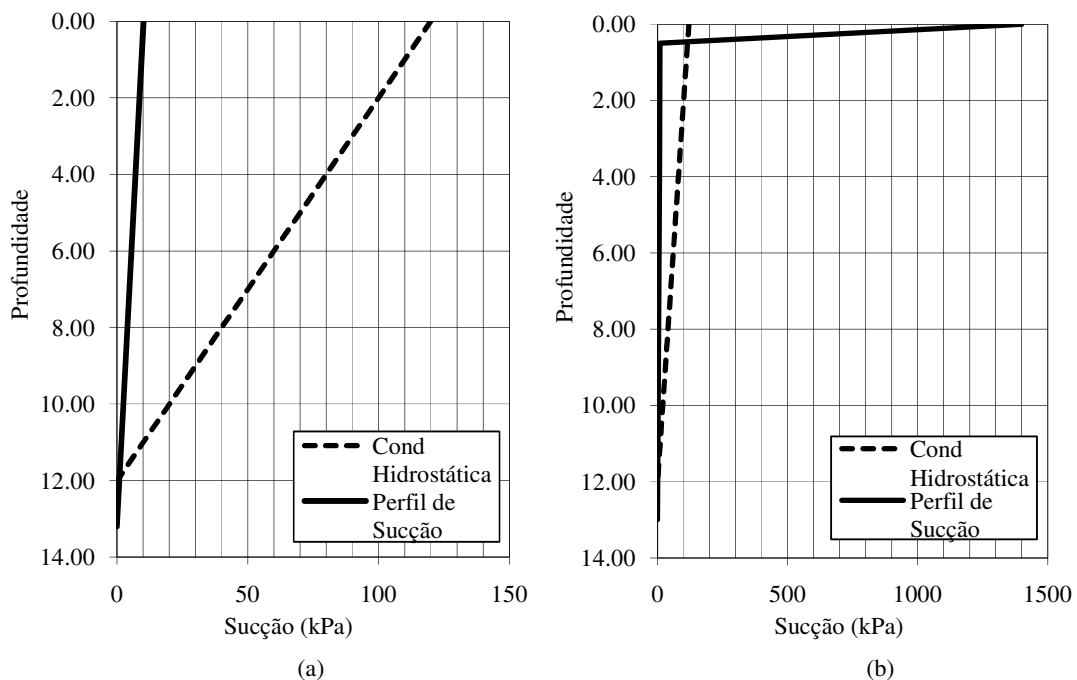


Figura 5.2 – a) condição inicial sem ressecamento, b) condição inicial com ressecamento

5.1.3 Resultados da variação do domínio e da condição inicial

A Figura 5.3 apresenta o resultado da análise com a variação do raio do domínio e condição inicial. A variação da área do domínio não influenciou o tempo de infiltração e a curva de infiltração. O que pode ser considerado que a dimensão do domínio nas três situações foi suficiente para que fluxo ocorresse dentro do domínio estabelecido. A condição inicial teve grande influência no tempo de infiltração e no tempo de análise. Na condição sem ressecamento, a infiltração total ocorreu cerca de 2,3 horas após a condição com ressecamento. O tempo médio de análise para a condição com ressecamento foi de 3 h. Para a condição sem ressecamento foi de 30 min e para condição hidrostática foi de 1 h 10 min.

Como não foi constatada alteração no tempo de infiltração com as diferentes dimensões de domínio, a condição hidrostática foi analisada somente com o raio do domínio no valor de 5,0 m.

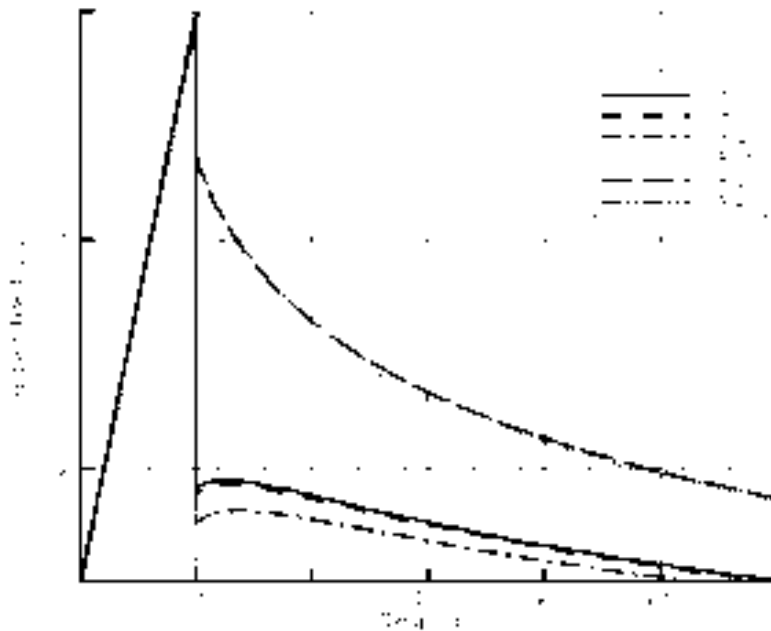


Figura 5.3 – Comparação da variação da altura da coluna d'água com diferentes domínios

CR= com ressecamento, SR= sem ressecamento, R = Raio

5.2 REFINAMENTO DO MODELO NUMÉRICO

Para comparação com maior precisão entre o resultado medido em campo e o resultado numérico, as análises foram repetidas utilizando diferentes parâmetros de refinamento disponíveis no software FlexPDE. Estes parâmetros influenciam no tempo gasto para solução do problema. Sendo assim, a análise inicia-se em valores menores de refinamento para posterior alteração, até que se alcance o nível de precisão satisfatório. Em cada alteração nos parâmetros de refinamento, a análise é repetida e os resultados avaliados.

Os parâmetros de refinamento utilizados foram o *errlim*, *ngrid* e *mesh spacing*.

Errlim – Este é o controle de precisão primário, define a acurácia da solução. O *errlim* é uma estimativa do erro relativo nas variáveis dependentes. Não é garantido que a solução se encontre dentro desse erro. Em alguns casos deve-se ajustar seu valor manualmente ou forçar uma densidade maior da malha para alcançar a precisão desejada na solução.

Ngrid – Especifica o número de linhas da malha de elementos finitos em cada dimensão. Este controle é utilizado para configurar o tamanho máximo das células das áreas abertas. Esta é uma maneira conveniente para controlar a densidade da malha global de um problema.

Mesh spacing – Controla especialmente a malha inicial da condição de fronteira. Este controle pode aparecer no contexto de uma definição ou redefinição de parâmetros (i.e., na secção de definições ou numa região), ou no contexto de uma condição de fronteira.

Os valores de *Ngrid* e *mesh_spacing* alteram a malha do domínio e da condição de fronteira respectivamente, a solução se torna mais eficaz e o resultado mais refinado. A Figura 5.4 mostra a variação da densidade da malha com as variações dos parâmetros de refinamento.

Uma maneira eficaz para verificação do valor correto dos parâmetros de refinamento é a obtenção de um mesmo resultado por dois tipos diferentes de cálculo. Esta metodologia foi utilizada na verificação do modelo numérico adotado utilizando o volume de água no domínio como sendo o cálculo de verificação. Espera-se obter com a variação dos parâmetros de refinamento resultados bem aproximados do volume de água no domínio por dois cálculos.

O primeiro cálculo obtém o volume de água no domínio por meio do grau de saturação multiplicado pelo volume de vazios. O grau de saturação representa a quantidade de água no solo, e o volume de vazios, os vazios do solo que podem ser ocupados com a água. Esse cálculo está apresentado na Equação 5.1 onde o volume de vazios foi substituído pela porosidade multiplicada pelo volume total.

$$vwis = Sr . n . vt \quad (5.1)$$

Onde:

$vwis$ = Volume de água no solo calculado pela área da superfície

Sr = Grau de saturação

n = Porosidade

vt = Volume total

A Equação 5.2 apresenta o segundo método de cálculo do volume de água no domínio. O cálculo foi feito pela diferença entre o volume inicial somado com a variação do volume de água no domínio com a infiltração. O volume inicial de água no solo é obtido pelo grau de saturação inicial e o volume de vazios e a variação do volume de água é obtido pela quantidade de água infiltrada no domínio.

$$vwiv = (Sr_0 \cdot n_0 \cdot vt) + \Delta v \quad (5.2)$$

Onde:

$vwis$ = Volume de água no solo calculado pelo volume inicial e acréscimos ou reduções da quantidade de água no domínio

Sr_0 = Grau de saturação inicial

n_0 = Porosidade inicial

$Sr_0 \cdot n_0 \cdot vt$ = Volume de água inicial no domínio

Δv = Volume de água que entra ou sai no domínio

Os parâmetros de refinamento utilizados serão avaliados por meio dos resultados dos cálculos apresentados na Equação 5.1 e Equação 5.2 que representam a quantidade de água no domínio. Será considerado um bom parâmetro de desempenho aquele que obtiver resultados mais aproximados para as duas equações. Na Tabela 5.1 é apresentado um resumo dos valores dos parâmetros de refinamento adotados e o tempo gasto na análise de cada situação. O

modelo inicialmente foi refinado pela malha da fronteira e a malha do domínio mantendo o *errlim* constante. Os três valores de *ngrid* e *mesh_spacing* adotados resultaram em tempo de análise variando entre 2 e pouco mais de 14 horas.

Percebe-se na Figura 5.5 que o resultado das análises foi bem sensível aos parâmetros de refinamento referentes à densidade da malha. Foi verificado erro no cálculo da quantidade inicial de água no domínio, as curvas não partem do mesmo valor inicial. Essa situação só não ocorreu na análise 3. Na análise 1 o erro inicial foi bem expressivo, mantendo-se até o fim da análise. O erro médio foi de 1.3568 m^3 . Na análise 2 o erro é bem reduzido com o refinamento das malhas da fronteira e do domínio, o volume de água inicial são valores bem próximos. O erro inicial é menos representativo, tendo o seu valor aumentado com o tempo, o erro médio foi de 0.3648 m^3 . Com os valores de refinamento inicial aumentados em 2 vezes (análise 3), o erro do volume de água no domínio obtido por dois cálculos é mínimo. Inicialmente o erro não existe, as curvas que representam o resultado (Figura 5.5) partem do mesmo ponto inicial e um erro reduzido aparece próximo ao tempo final de análise, o erro médio foi de 0.053 m^3 .

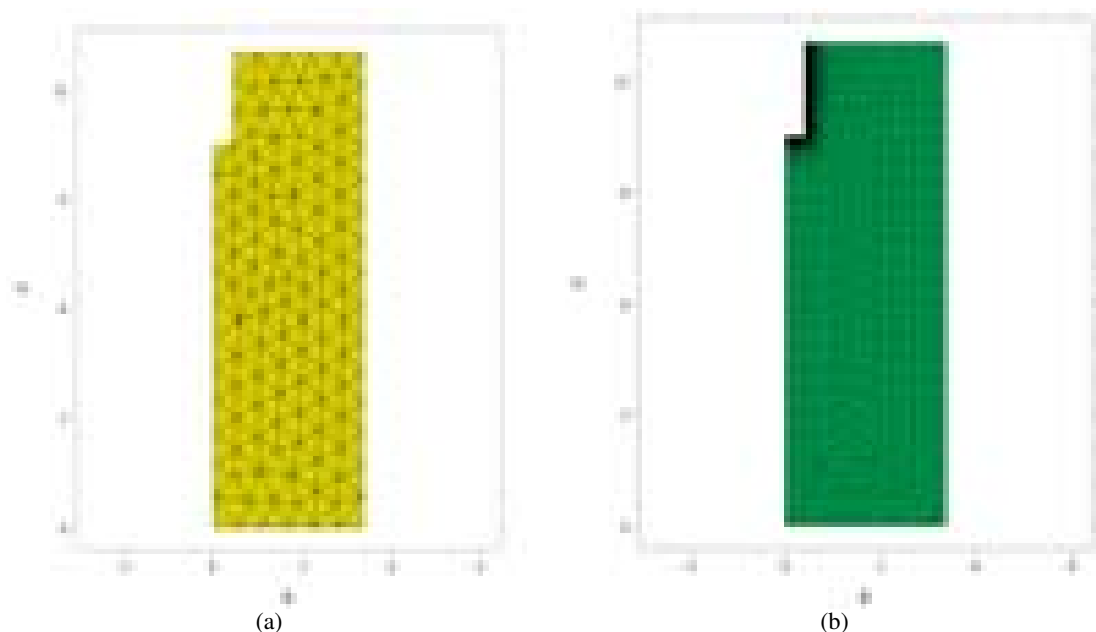


Figura 5.4 – Densidade da malha de refinamento

Tabela 5.1 – Resumo da análise dos parâmetros de refinamento

Análise	errlim	ngrid	mesh_spacing	Tempo (H)
1	5×10^{-3}	50	2,5/100	2 h 42 min
2	5×10^{-3}	75	2,5/150	9 h 43 min
3	5×10^{-3}	100	2,5/200	14 h 29 min
4	1×10^{-3}	50	2,5/100	6 h 28 min
5	5×10^{-4}	50	2,5/100	10 h 16 min
6	1×10^{-4}	50	2,5/100	33 h 41 min

O refinamento do *errlim* não mostrou melhorias satisfatórias no resultado. Este parâmetro de refinamento, que melhora a acurácia da solução, gera grande alteração no tempo de análise. Os três valores adotados tiveram tempo de análise variando entre 6 e 33 horas. Na Figura 5.6 ficou evidentes que os resultados pouco se alteraram com o refinamento do *errlim*, todas as análises mostraram erro no cálculo inicial do volume de água no domínio e mesmo a utilização de um refinamento bem “apertado” ainda assim o erro foi considerável. Na análise 4 o erro médio foi de 1.348 m^3 , na análise 5 foi de 1.304 m^3 e na análise 6 de 1.031 m^3 .

Analisando todos os 6 resultados de refinamento verifica-se que a dificuldade em encontrar resultados iguais no volume de água no domínio está na verificação pelo método que obtém o volume de água pelo grau de saturação final multiplicado pelo volume de vazios final (Equação 5.1), este resultado apresentou variações em todas as análises enquanto que o cálculo do volume de água pela diferença do volume inicial e o volume infiltrado mostrou-se constante.

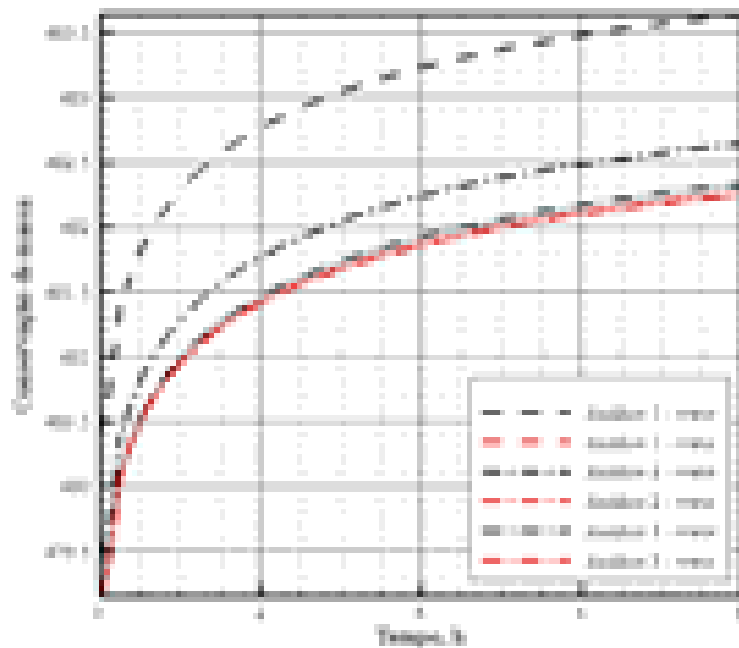


Figura 5.5 – Conservação de massa para as análises 1, 2 e 3

É importante destacar duas principais conclusões dos resultados das variações dos parâmetros de refinamento:

- O valor constante do resultado do cálculo do volume total de água do domínio por meio da diferença do volume de água inicial com o infiltrado mostra que o volume inicial é igual em todas as condições de refinamento e da mesma maneira o volume de água infiltrada, ou seja, o desempenho do poço foi o mesmo em todos os casos (Figura 5.7), em outras palavras, o desempenho do poço não serve como parâmetro para verificação do refinamento do modelo numérico; e
- Se o cálculo do volume total de água no domínio por meio do grau de saturação final multiplicado pelo volume de vazios final apresentou erro quando considerado um refinamento com menor rigor, fica evidente que o cálculo com menor refinamento apresenta variações no grau de saturação em relação ao caso com maior refinamento, podendo resultar também em variações na distribuição de poro pressão e na área de influência do poço, ficando evidente a importância em se verificar o resultado através do refinamento adequado.

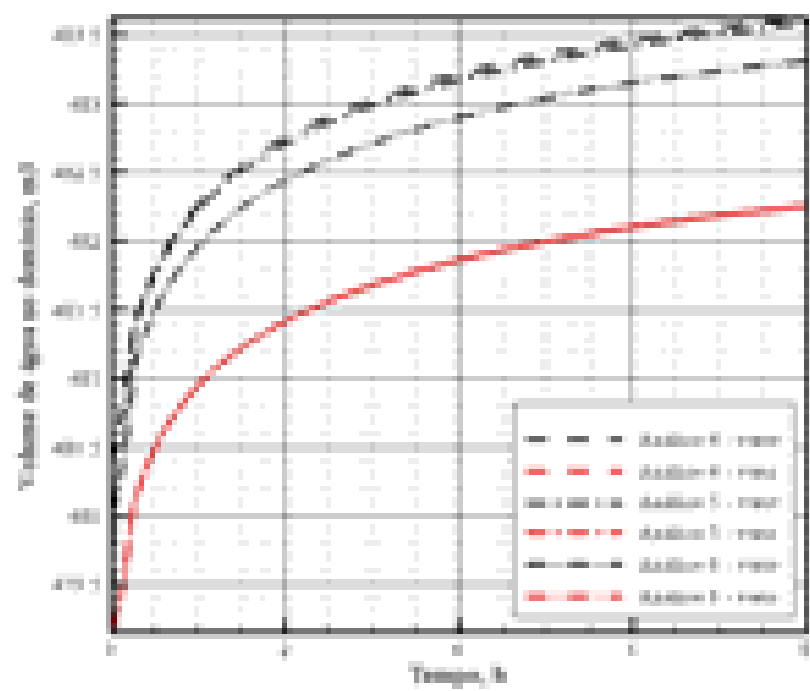


Figura 5.6 – Conservação de massa para as análises 4, 5 e 6

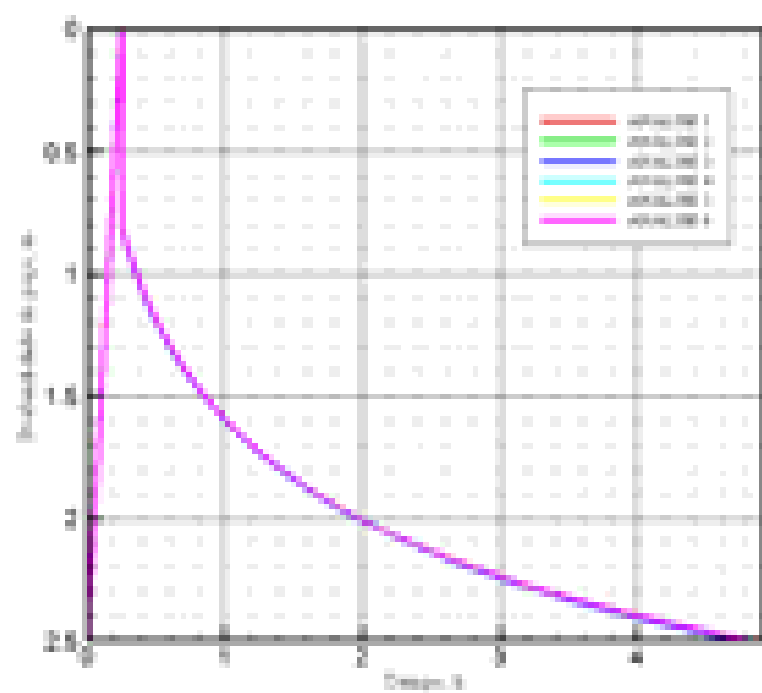


Figura 5.7 – Variação da coluna de água no poço para todas as análises de refinamento

5.3 ANÁLISE DO ENSAIO DE INFILTRAÇÃO, VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para validação do modelo numérico foi feita a comparação dos resultados do software FlexPDE e dos resultados medidos no ensaio. Vários autores (GITIRANA Jr.; FREDLUND 2003a, FEUERHARMEL 2007, OLIVEIRA 2003) já utilizaram o programa FlexPDE em soluções numéricas de problemas como estabilidade de taludes, condutividade hidráulica e fluxo transiente de calor e água e obtiveram resultados satisfatórios.

O modelo numérico desenvolvido fornece vários resultados como: variação da coluna de água no poço, distribuição final de poro pressão, distribuição final do grau de saturação, distribuição final da sucção, distribuição final da condutividade hidráulica, taxa de fluxo e outros. Os resultados relacionados com distribuição de poro pressão e grau de saturação permitem delimitar a área de influência do poço. Esses parâmetros podem ser analisados também em diferentes condições de profundidade do NA e de tipos de solo como é feito no Capítulo 6.

5.3.1 Variação da coluna de água

Dentre os resultados obtidos na análise numérica, a variação da coluna de água no poço com o tempo foi o resultado utilizado para a comparação do modelo com o ensaio em campo. Esta variável foi escolhida por estar diretamente relacionada com o desempenho do poço, sendo este a principal análise deste trabalho e por ser a variável mais simples de ser obtida em campo.

A Figura 5.8 mostra a comparação entre o resultado experimental e o resultado do modelo numérico. O resultado experimental da variação da coluna de água no poço foi medida pelo método descrito no Capítulo 3, e a curva obtida como descrito no Capítulo 4. Inicialmente a curva representa o enchimento do poço totalizando 0,1667 h (10 min). A partir do enchimento completo, inicia-se a redução do N.A dentro do poço. Com o gradiente hidráulico inicial elevado, e superfície de infiltração igual à superfície interna total do poço, a redução da coluna de água é acentuada nos primeiros minutos com tendência de redução com o tempo.

Na análise numérica o tempo de enchimento foi considerado o mesmo do ensaio em campo. A partir do enchimento a curva do resultado numérico (Figura 5.8) apresenta boa concordância com o resultado experimental, tendo maior divergência somente no tempo final de infiltração.

5.3.1 Comparação da sucção medida com os tensiômetros

Na Figura 5.9 é verificada a comparação entre a variação da sucção medida em campo, com a instalação de tensiômetros, e a sucção obtida na análise numérica em pontos posicionados (identificados por T4, T5, e T6) na mesma profundidade e deslocamento dos tensiômetros. Os tensiômetros mostraram alguma redução na sucção durante a infiltração, o tensiômetro 4 instalado a 2.60m de profundidade partiu de 6kPa de sucção para menos de 2kPa, o tensiômetro 5 instalado em 1.35m de profundidade mediu pouca redução na sucção variando entre 6 e 5kPa e o tensiômetro 6 instalado a 1.67m de profundidade iniciou medindo sucção menor do que 2kPa permaneceu praticamente constante. A análise numérica mostrou resultados diferentes dos medidos, os pontos T5 e T6 permaneceram praticamente constantes enquanto que o ponto T4 iniciou-se com 7.6kPa e terminou em 6kPa.

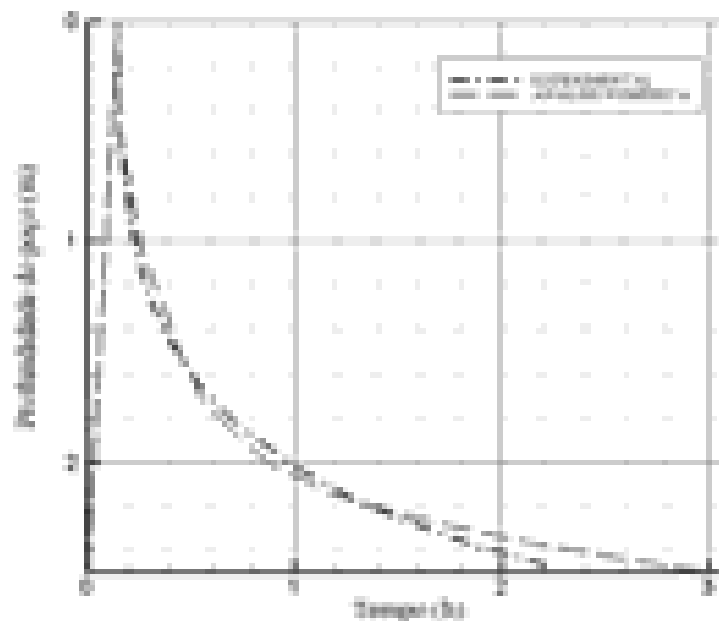


Figura 5.8 – Comparação da curva de infiltração do modelo numérico com o ensaio em campo

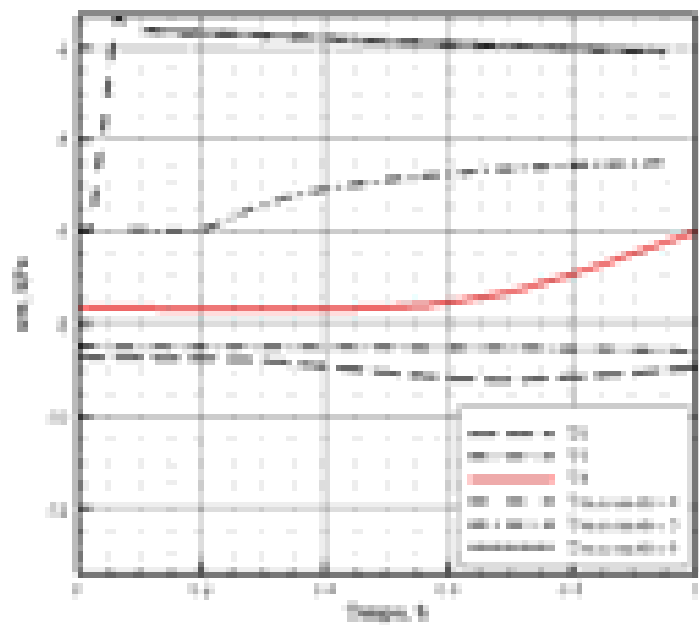


Figura 5.9 – Comparação da variação da sucção durante o ensaio obtido em campo e nas análises numéricas

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Neste capítulo serão apresentadas análises de sensibilidade do desempenho do processo de infiltração aos parâmetros de entrada, envolvendo casos hipotéticos de poços de infiltração. Para o desenvolvimento das análises foram adotados alguns modelos representativos de poços de infiltração implantados em Goiânia - GO. Os valores das propriedades do solo consideradas foram valores típicos representativos das duas áreas em estudo, na cidade. O estudo da sensibilidade do desempenho foi realizado com o objetivo principal de determinar quais parâmetros do solo devem receber maior atenção na sua determinação e quais podem ser considerados como valores fixos ou valores certos. A análise de sensibilidade é uma etapa importante e muito utilizada nas análises de risco ou desempenho de estruturas geotécnicas. As propriedades escolhidas para análise de sensibilidade foram aquelas relacionadas com a conservação e fluxo de água no solo. O resultado da sensibilidade é interpretado com a utilização de diagramas tornados, descritos no Capítulo 3.

6.1 DESCRIÇÃO DOS CASOS ANALISADOS

As análises de sensibilidade do desempenho das estruturas de infiltração às propriedades do solo envolveram propriedades de duas áreas representativas dos dois tipos de formação geológica da cidade de Goiânia. As duas áreas são o campo experimental estudado neste trabalho, e o campo experimental estudado por Carvalho (2008) chamados de CE-1 (campo experimental 1) e CE-2 (campo experimental 2) respectivamente. Essas duas áreas representam dois tipos distintos de solos. O Campo 1 representa solos residuais de xisto e o Campo 2 representa solos residuais de granulito.

O desempenho de estruturas de infiltração foi analisado por meio de duas geometrias diferentes, chamadas de poço grande e poço pequeno e de duas diferentes condições iniciais de distribuição hidrostática de poro pressão, chamadas de NA Raso e NA Profundo. Esses modelos foram adotados por representar diferentes possibilidades de implantação de poços de infiltração, e de diferentes condições iniciais de distribuição sucção, resultando na

sensibilidade do desempenho aos parâmetros de cada uma destas configurações. A Figura 6.1 mostra a sequência utilizada nas análises em cada um dos casos adotados. Nas próximas seções os casos serão discutidos detalhadamente.

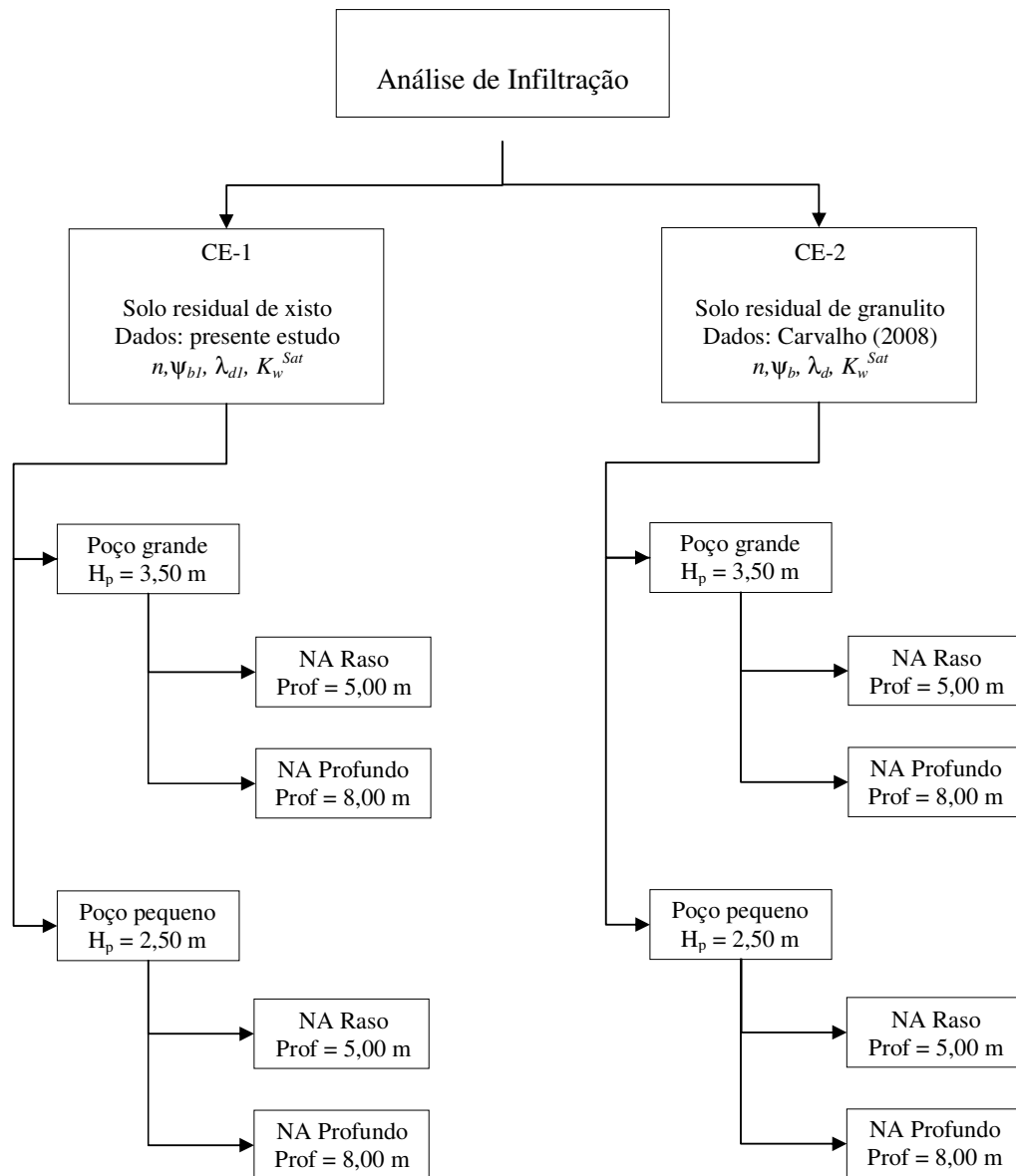


Figura 6.1 – Configuração da análise de infiltração

6.1.1 Geometria, condições iniciais e de contorno

Foram adotadas duas diferentes geometrias para as análises de sensibilidade. A geometria dos poços é composta por duas dimensões, raio e altura. O principal motivo de considerar duas geometrias distintas é a verificação da influência da carga hidráulica na infiltração. Sendo assim, somente a altura (ou profundidade) do poço é que foi alterada, definindo duas geometrias chamadas de poço grande e poço pequeno com alturas de 3,50 m e 2,50 m respectivamente. O diâmetro foi fixado em 1,20 m, para ambos os casos, por ser um diâmetro de manilhas de revestimento disponíveis no mercado e por armazenar considerável quantidade de água.

O nível freático que pode variar consideravelmente entre as estações chuvosas e de seca, influencia na condição inicial do solo, modificando a distribuição das poro pressões de água. Durante o ano podem haver variações superiores a 3 m de profundidade. Em situações com distribuição hidrostática de poro pressões essa variação pode representar em aproximadamente 30 kPa de variação da distribuição. Mesmo situações com distribuição de poro pressão não hidrostáticas, podem ter sua condição inicial alterada com a variação do nível do lençol freático dependendo da capacidade de armazenamento de água.

A análise envolvendo duas diferentes profundidades permitiu avaliar a sensibilidade do desempenho dos poços de infiltração aos parâmetros do solo, perante a variação do nível freático. As profundidades adotadas permitem avaliar casos com estruturas com profundidades próximas e com profundidades distantes do lençol freático. As profundidades do nível freático adotadas foram 5,0 e 8,0 metros.

Nas Figura 6.2 estão apresentadas as combinações das duas diferentes geometrias e das duas diferentes profundidades do nível freático. No poço pequeno o nível freático encontra-se um pouco distante do fundo do poço de infiltração, 5,50 m abaixo no NA profundo e 4,50m abaixo no NA raso, essa situação representa os casos de estação seca e os casos onde mesmo nas estações chuvosas o nível freático é profundo em relação à superfície. No poço grande a situação se inverte e a distância entre o fundo do poço e o lençol freático passa a ser de 2,50 m e 1,50 m para NA profundo e raso respectivamente.

Em todos os casos a condição inicial de distribuição de poro pressão adotada foi à condição hidrostática. A Tabela 6.1 apresenta o resumo das geometrias, condição de contorno e condição inicial adotada.

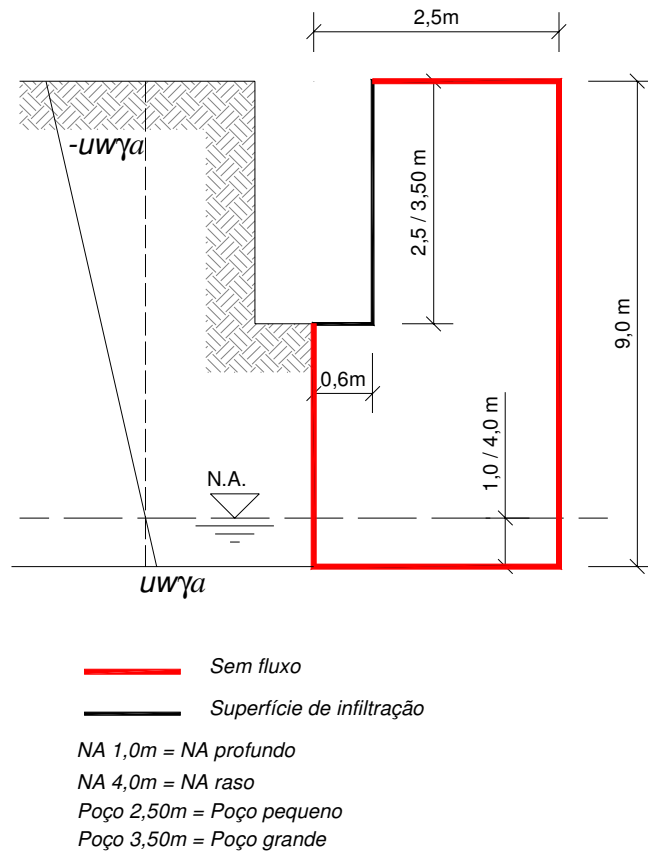


Figura 6.2 – Geometria e condições iniciais e de contorno

Tabela 6.1 – Resumo da geometria, condição inicial e de contorno

Variáveis	Condição
Altura do domínio, Hd	9 m, igual para todos os casos
Raio do domínio, Rd	2,50 m, igual para todos os casos
Altura (profundidade) do poço, Hp	2,5 m, 3,5 m
Raio do poço, Rp	0,60 m, igual para todos os casos
Tempo de enchimento do poço	15 min., igual para todos os casos
Distribuição inicial de poro pressão	Hidrostática
Profundidade do lençol freático	5,0 m, 8,0 m

6.2 VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO SOLO

Dois tipos de solos representativos da geologia da Cidade de Goiânia foram escolhidos para as análises de sensibilidade. A escolha destas duas áreas de formação geológica distintas permitirá uma análise geral do desempenho de um poço de infiltração em condições típicas destas duas regiões. O solo do CE-1 corresponde a um solo com maior porosidade e maior condutividade hidráulica. O solo CE-2 corresponde a um solo com menor porosidade e menor condutividade hidráulica. Os parâmetros analisados foram os relacionados com conservação e fluxo de água.

Na Tabela 6.2 estão listadas as propriedades utilizadas na análise de sensibilidade e os respectivos coeficientes de variação. Os coeficientes de variação representam a incerteza típica destas propriedades do solo. Estas foram combinadas aos valores médios obtidos através de ensaios. Ao contrário do solo saturado, estudos que envolvem variabilidade de parâmetros do solo não saturado são pouco encontrados na literatura. Gitirana Jr. (2005) definiu os coeficientes de variabilidade das propriedades utilizadas na Tabela 6.2 por meio de uma rigorosa análise estatística de propriedades do solo não saturado.

A análise estatística para definição do coeficiente de variação envolveu um banco de dados com mais de 510 registros de diferentes tipos de solos. Gitirana Jr. (2005) considerou como completos, os registros que possuíam resultados de porosidade, curva granulométrica, curva característica, condutividade hidráulica saturada e função de condutividade hidráulica. A porosidade foi utilizada para determinação do grau de saturação e a curva granulométrica para classificação dos solos em grupos. De cerca de 510 registros apenas pouco mais de 180 possuíam esses resultados completos. Os registros foram agrupados de acordo com suas características texturais, definindo populações distintas.

A análise de sensibilidade utilizando uma variabilidade obtida de forma rigorosa dos parâmetros permite definir de forma eficaz as propriedades de maior representatividade no problema analisado. Análises paramétricas utilizando variabilidade não representativa 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 propriedades médias foram

apresentados em logaritmo natural. A indicação da normalidade ou lognormalidade destas propriedades é apresentada por Gitirana Jr. (2005). Para utilização do coeficiente de variação, a propriedade deve ser convertida para logaritmo natural.

Nas análises foram consideradas 10 propriedades para o solo CE-1 e 7 propriedades para o solo CE-2. As propriedades que estão na parte de baixo da Tabela 6.2 foram consideradas como valores fixos.

Tabela 6.2 – Propriedades médias, coeficiente de variação e desvio padrão para os dois solos estudados

Análise	Propriedade do Solo	Parâmetros relacionados	Valor médio	Coeficiente de variação ou desvio padrão
CE-1 Solo residual de xisto	$\theta = nS$	n	0,640	CV = 17,10%
		$\ln(\psi_{bl}), \ln(\text{kPa})$	0,927 (2,50)	CV = 117,60%
		$\ln(\lambda_d)$	0,10 (1,109)	$\sigma_d = 0,625$
	k^w	$\ln(k^w_{sat}), \ln(\text{m/s})$	-11,21 ($1,3 \times 10^{-5}$)	CV = 14,90%
CE-2 Solo residual de granulito	$\theta = nS$	n	0,583	CV = 17,10%
		$\ln(\psi_b), \ln(\text{kPa})$	0,788 (2,20)	CV = 117,60%
		$\ln(\lambda_d)$	-1,262 (0,283)	$\sigma_d = 0,45$
	k^w	$\ln(k^w_{sat}), \ln(\text{m/s})$	-13,22 ($1,82 \times 10^{-6}$)	CV = 14,90%

CE-1 = $\lambda_{Res1} = 0.049$, $\psi_{b2} = 7500$, $S_b = 0.295$, $\psi_{res2} = 11000$, $S_{res2} = 0.016$, $a = 0.08$, CE-2 = $\psi_{res} = 4306.3$, $\lambda_{res} = 0.02874$, $a = 0.06$, os números entre parênteses correspondem ao valor original da propriedade.

6.2.1 Curva característica

A curva característica adotada para as análises do solo CE-1 foi a curva referente à profundidade de 3,00 m. A escolha da curva desta profundidade se deu considerando a uniformidade entre as curvas obtidas de todas as profundidades deste solo analisado, sendo indiferente a escolha de qualquer uma destas, e ainda por ter sido realizado o ensaio de condutividade hidráulica do solo não saturado referente a essa profundidade. Para o solo CE-2 foi adotada a curva referente à profundidade de 2,00 m por ter sido a profundidade em que foram medidos a maior quantidade de propriedades.

A Figura 6.3 e a Figura 6.4 apresentam a curva característica referente aos valores médios, adotadas para o solo CE-1 e CE-2 respectivamente. Nas figuras estão representadas também as curvas características geradas utilizando o valor médio dos seus parâmetros, acrescidos de

um desvio padrão e do valor médio reduzido de um desvio padrão. Foram adotados os coeficientes de variação da Tabela 6.2. Foram consideradas apenas as variabilidades do valor de entrada de ar e da declividade do primeiro trecho da curva característica. A variabilidade dos parâmetros da curva característica (ψ_b , λ_d) resulta na variabilidade das propriedades do solo não saturado que foram estimadas usando a curva característica, como a declividade da função de condutividade hidráulica.

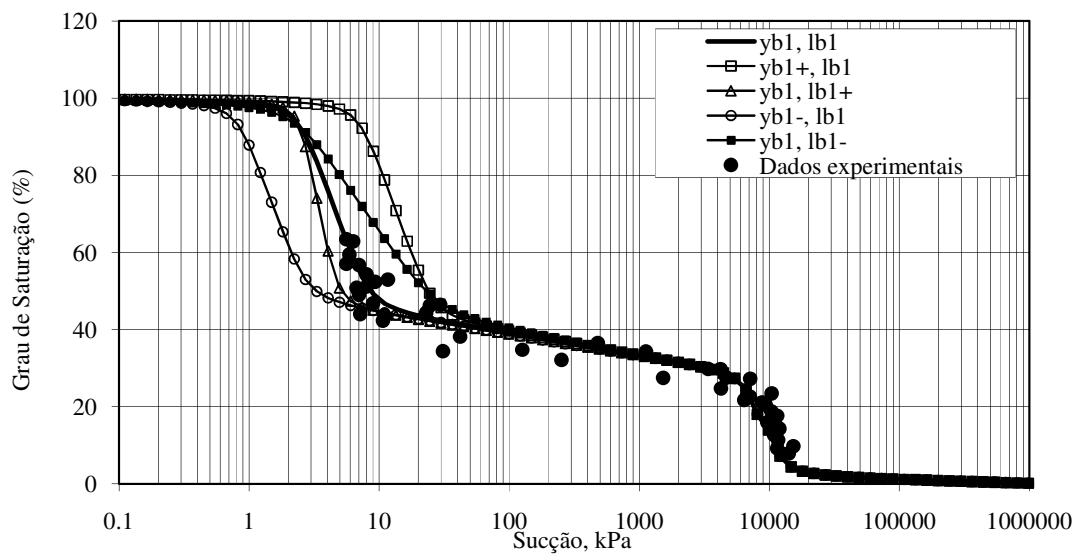


Figura 6.3 – Curva característica do solo CE-1 e variações adotadas na análise de sensibilidade

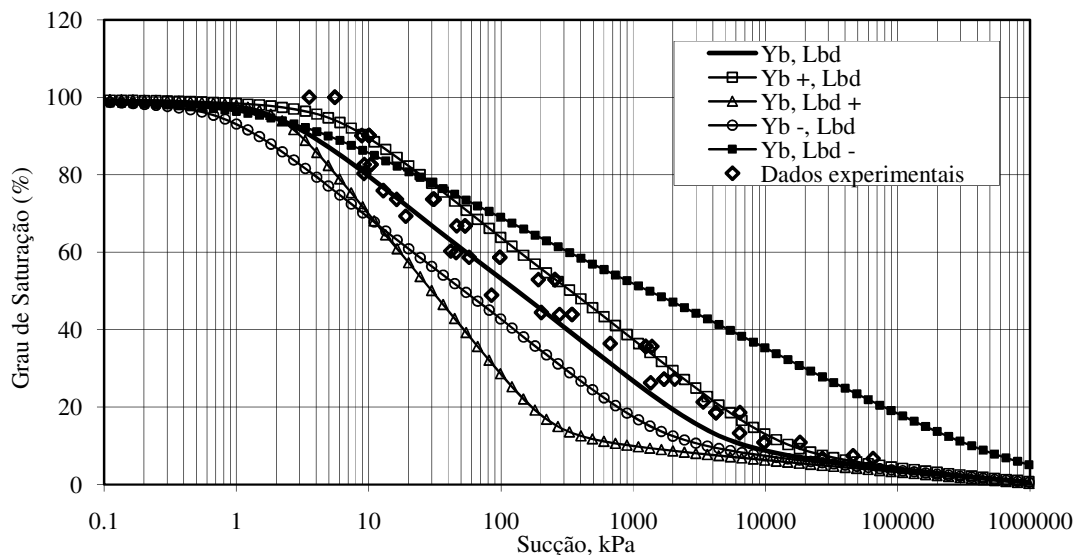


Figura 6.4 – Curva característica do solo CE-2 e variações adotadas na análise de sensibilidade

6.2.2 Função de condutividade hidráulica

A função de condutividade hidráulica utilizada foi estimada pela curva característica utilizando o modelo de previsão de Brooks e Corey (1964), apresentado em detalhes no Capítulo 2. A variabilidade dos parâmetros da curva característica resulta na variabilidade da função de condutividade hidráulica que é atualizada para cada modelo da curva característica. Além disso, a variabilidade da condutividade hidráulica saturada, k_{sat}^w , também causa variabilidade na função de condutividade hidráulica.

As Figura 6.5 e Figura 6.6 apresentam a função de condutividade hidráulica obtida com o valor médio dos parâmetros e as funções variando a condutividade hidráulica saturada, para os solos CE-1 e CE-2, respectivamente. Novamente, foi adicionado e subtraído um desvio padrão, para a obtenção das curvas.

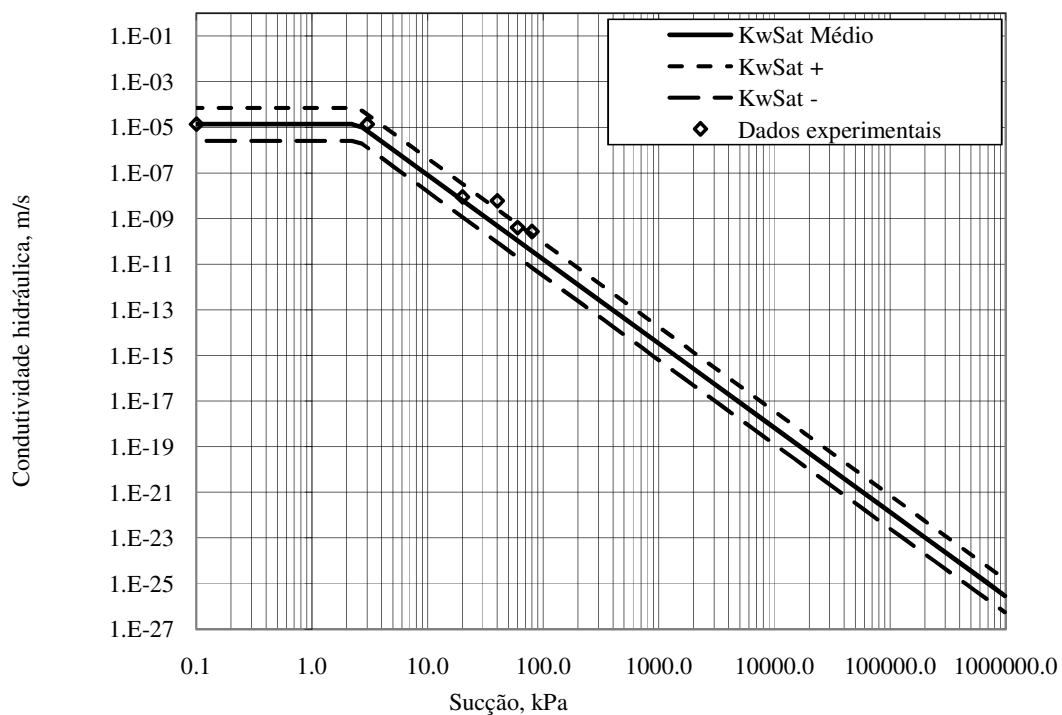


Figura 6.5 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-1 e variações adotadas na análise de sensibilidade

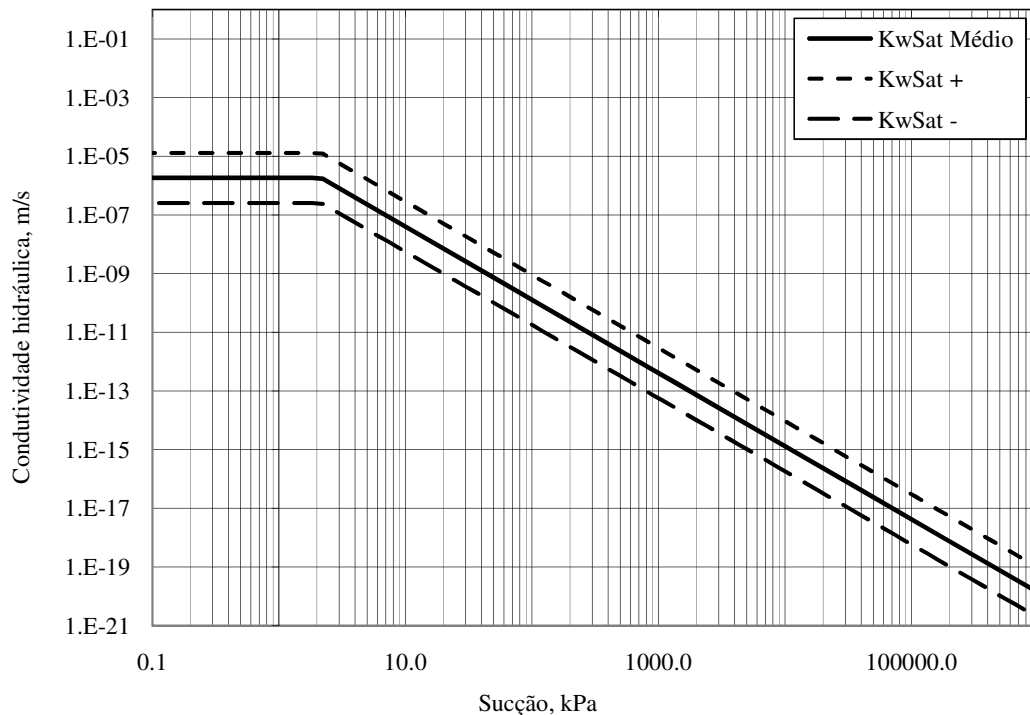


Figura 6.6 – Função de condutividade hidráulica do solo CE-2 e variações adotadas na análise de sensibilidade

6.3 SUMÁRIO DOS CASOS ANALISADOS

As Tabela 6.3 e Tabela 6.4 mostram os parâmetros adotados com os seus valores médios e com os valores acrescidos e diminuídos de um desvio padrão, configurando todos os modelos ou situações de análises. Os valores médios utilizados foram os valores medidos nos campos experimentais adotados

O coeficiente de variação e as propriedades médias adotadas para as análises compõem modelos de análise para a variabilidade de cada uma das propriedades envolvidas. São nove variações de combinações de parâmetros do solo para cada configuração geométrica, sendo que existem quatro configurações analisadas para cada tipo de solo (i.e. CE-1 e CE-2). As configurações são: Poço Grande com NA Raso, Poço Grande com NA Profundo, Poço Pequeno com NA Raso e Poço Pequeno com NA Profundo. Cada uma das situações foi analisada com as propriedades do solo CE-1 e do solo CE-2, totalizando 72 análises.

A validação do modelo numérico realizada no Capítulo 5 permitiu avaliar os parâmetros de refinamento a serem utilizados. O valor dos parâmetros utilizados nestas análises foram $errlim = 5 \times 10^{-3}$, $NGrid = 50$, $mesh_spacing = HP/100$. Estes parâmetros de refinamento mostraram bons resultados na curva de infiltração (variação da coluna de água) uma vez que com a distribuição inicial de poro pressão assumida como hidrostática a solução satisfatória é alcançada sem a necessidade de um refinamento elevado. Com os parâmetros de refinamento adotados o tempo necessário para as análise variou para cada modelo, sendo geralmente entre 1 e 2 horas.

Tabela 6.3 – Combinações de parâmetros do solo para o solo CE-1

Modelo	n	ψ_{bl} (kPa)	λ_{dl}	K_w^{Sat} (m/s)
E (médias)	0,64	2,50	1,109	$1,36 \times 10^{-5}$
n (+)	0,75	2,50	1,109	$1,36 \times 10^{-5}$
Ψ_{bl} (+)	0,64	7,34	1,109	$1,36 \times 10^{-5}$
λ_{dl} (+)	0,64	2,50	2,072	$1,36 \times 10^{-5}$
K_w^{Sat} (+)	0,64	2,50	1,109	$7,22 \times 10^{-5}$
n (-)	0,53	2,50	1,109	$1,36 \times 10^{-5}$
Ψ_{bl} (-)	0,64	0,85	1,109	$1,36 \times 10^{-5}$
λ_{dl} (-)	0,64	2,50	0,594	$1,36 \times 10^{-5}$
K_w^{Sat} (-)	0,64	2,50	1,109	$2,56 \times 10^{-6}$

Tabela 6.4 – Combinações de parâmetros do solo para o solo CE-2

Modelo	n	ψ_b (kPa)	λ_d	K_w^{Sat} (m/s)
E (médias)	0,58	2,20	0,283	$1,82 \times 10^{-6}$
n (+)	0,68	2,20	0,283	$1,82 \times 10^{-6}$
Ψ_b (+)	0,58	5,56	0,283	$1,82 \times 10^{-6}$
λ_d (+)	0,58	2,20	0,444	$1,82 \times 10^{-6}$
K_w (+)	0,58	2,20	0,283	$1,30 \times 10^{-5}$
n (-)	0,48	2,20	0,283	$1,82 \times 10^{-6}$
Ψ_b (-)	0,58	0,87	0,283	$1,82 \times 10^{-6}$
λ_d (-)	0,58	2,20	0,180	$1,82 \times 10^{-6}$
K_w (-)	0,58	2,20	0,283	$2,54 \times 10^{-7}$

6.4 RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS UTILIZANDO OS PARÂMETROS MÉDIOS DOS SOLOS

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados da implantação do modelo numérico nos casos adotados com as considerações descritas nas seções anteriores e utilizando os parâmetros médios dos solos. As análises são divididas por geometria e por profundidade do NA. Inicialmente são apresentados os resultados referentes ao poço grande e em seguida o resultado do poço pequeno. Para cada geometria é feita a comparação do desempenho entre as duas profundidades de NA

6.4.1 Poço Grande

A profundidade do poço grande é de 3,50 m, o que proporciona uma poro pressão no fundo do poço de aproximadamente 35 kPa e uma profundidade mais próxima do NA. Uma carga hidráulica relativamente elevada pode acelerar o processo de infiltração. Por outro lado, pode-se ter erosão interna no solo por arrastamento de partículas.

6.4.1.1 Solo CE-1 (residual de xisto), NA Profundo e NA Raso

A Figura 6.7 apresenta a distribuição final de poro pressão após o evento de infiltração. No caso com o NA profundo pode ser verificado que o nível do NA não sofreu alteração, a distribuição de poro pressão próxima a profundidade do poço foi alterada criando uma área de influência no formato de um bulbo. No caso com o NA raso a distribuição final de poro pressão teve variação menor do que o caso anterior, parte do volume infiltrado alcançou o nível do NA que sofreu pequena alteração na sua profundidade.

Na Figura 6.8 é observada a alteração do grau de saturação do solo. A formação de um bulbo semelhante à distribuição de poro pressão também é verificada no caso com NA profundo, se diferenciando pela concentração do bulbo nas proximidades do fundo do poço. O grau de saturação próximo à linha freática ficou inalterado e o grau de saturação da superfície até a metade da profundidade do poço retornou a situação próxima da inicial. No caso com NA raso, durante a infiltração é verificado a formação do bulbo que se desfaz quando este se

encontra com o NA Neste caso a saturação próxima da superfície também retornou a situação inicial.

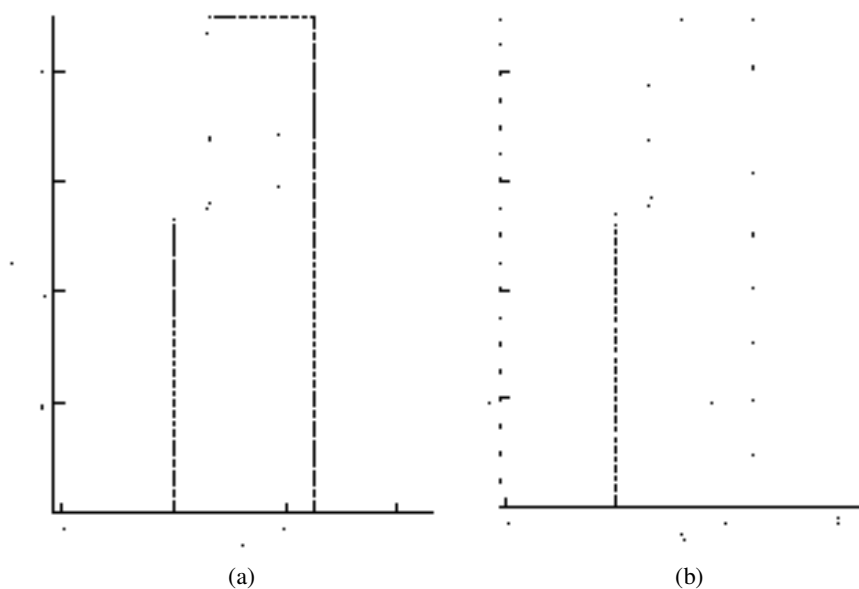


Figura 6.7 – Distribuição final de poro pressão para o poço grande, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)

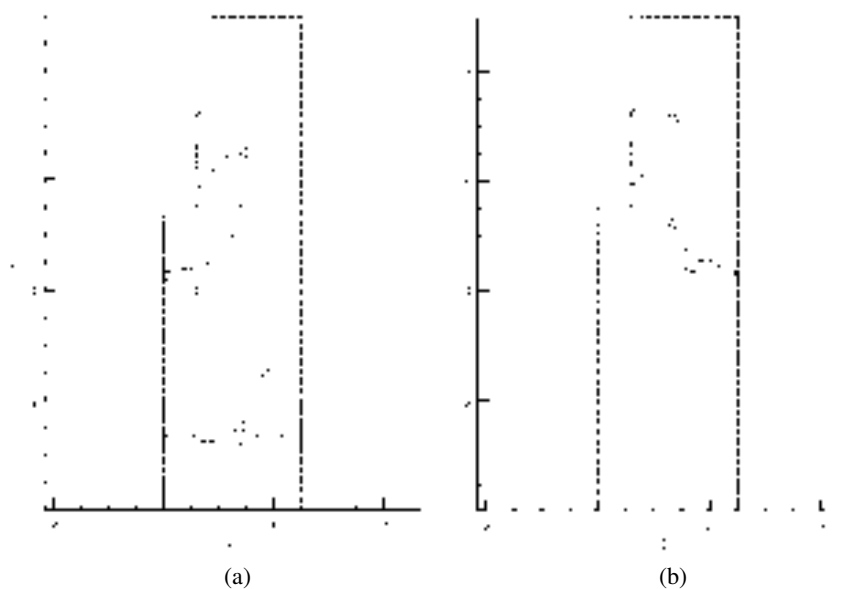


Figura 6.8 – Distribuição final do grau de saturação para o poço grande, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)

O tempo de análise da infiltração para os dois casos de NA foi de 4 horas. Esse tempo foi suficiente para infiltração de aproximadamente 90% do volume de água do poço e avaliação do desempenho. Mesmo com as diferentes condições finais de poro pressão, grau de saturação e condutividade hidráulica nas duas situações de NA, não foi constatado alteração significativa no desempenho do poço. A Figura 6.9 mostra a comparação da variação da coluna de água para as duas situações. A pouca diferença entre os dois casos não dispensa a consideração da profundidade da linha freática, pois ficou constatado nas análises anteriores que a área de influência do poço é significativamente alterada perante essas condições, tendo o seu formato como um bulbo no caso do NA profundo e um formato diferenciado no caso do NA raso.

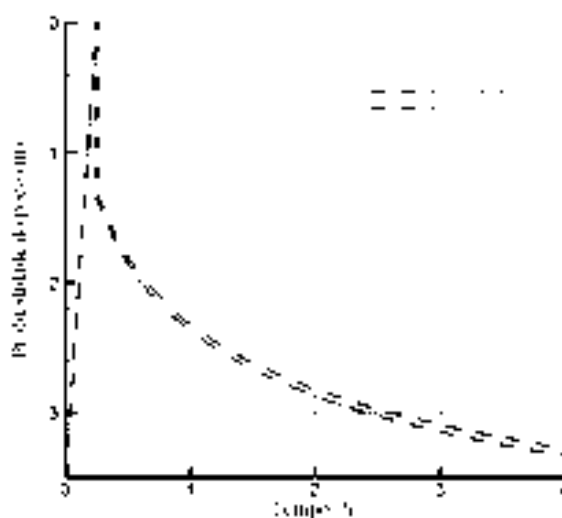


Figura 6.9 – Comparação da variação da coluna d'água no poço grande considerando o solo CE-1, para o NA Profundo e NA Raso

6.4.1.2 Solo CE-2 (residual de granulito), NA Profundo e NA Raso

A Figura 6.10 mostra que a distribuição final de poro pressão teve formato diferente do solo analisado anteriormente. Devido à baixa condutividade hidráulica deste solo, o acréscimo de poro pressão sofrido desde o início do ensaio, ainda era presente no término do ensaio, essa situação foi verificada nos dois casos de NA. Na análise com o NA profundo a concentração de poro pressão no fundo do poço foi reduzida, a parte superior do poço não retornou para condição inicial, esse fenômeno pode ter ocorrido pela baixa condutividade hidráulica ou pela

capacidade do solo de armazenamento de água. Na análise com o NA raso, foi observado poro pressão positiva no fundo do poço mesmo após o término do ensaio.

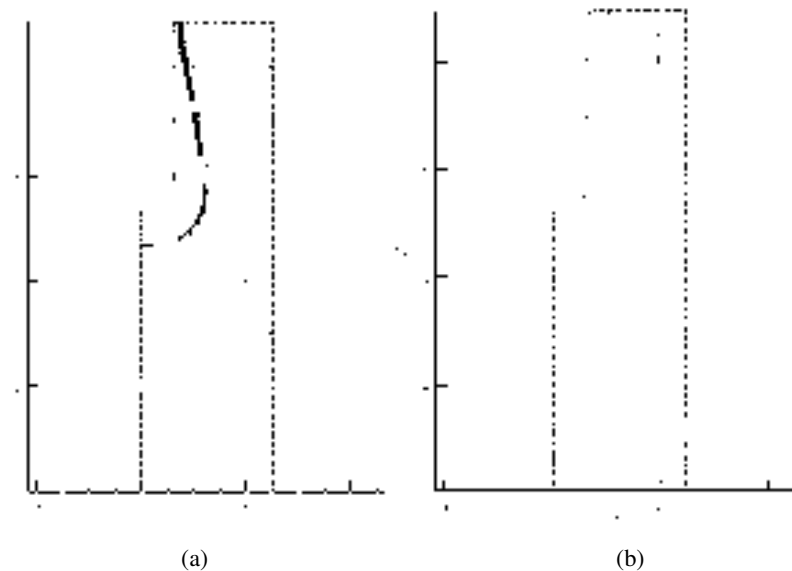


Figura 6.10 – Distribuição final de poro pressão para o poço grande, considerando o solo CE-2: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)

A condição final do grau de saturação apresentada na Figura 6.11 mostra que o solo da fronteira do poço próximo à superfície permaneceu com grau de saturação elevado em ambas as situações. No primeiro caso o solo manteve-se praticamente saturado até a metade da profundidade, tendo pouca redução até a superfície. A frente de saturação, que pode ser utilizada para representar a área de influência do poço de infiltração, foi consideravelmente reduzida em comparação com o solo do campo experimental 1. No caso com o NA raso o solo se manteve saturado apenas nas proximidades do fundo do poço e a distribuição até a superfície aconteceu de forma mais uniforme.

O tempo de análise da infiltração para os dois casos de NA foi de 24 horas e no término da análise a infiltração ainda não havia sido concluída. A baixa condutividade hidráulica do solo que compõe essa análise torna o processo um pouco demorado, conforme demonstrado por Carvalho (2008). É importante ressaltar que mesmo este solo representando os solos residuais de granulito, os valores de condutividade hidráulica pode variar muito em relação ao aqui

adotados. A condutividade hidráulica de um solo pode ser influenciada por vários outros fatores, como apresentado no Capítulo 2.

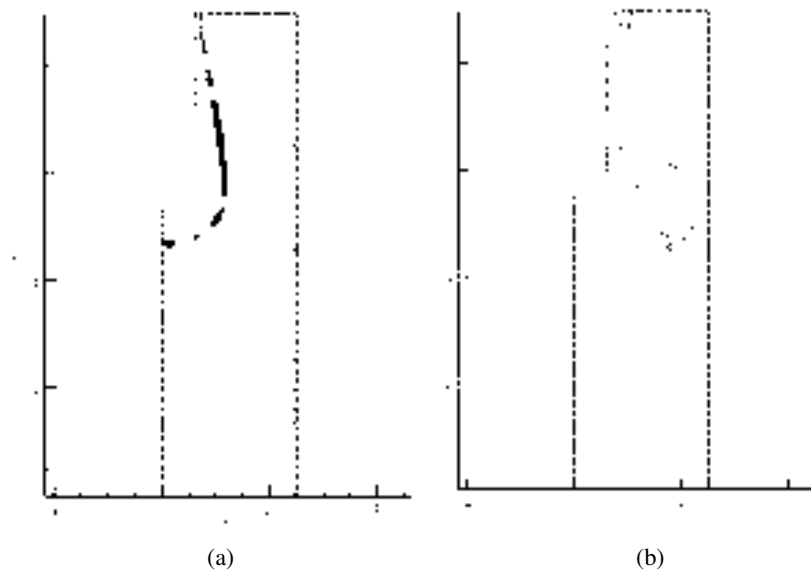


Figura 6.11 – Distribuição final do grau de saturação para o poço grande, considerando o solo CE-2: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)

A Figura 6.12 mostra que a profundidade do NA teve maior influência no desempenho do poço considerando o solo CE-2. Para o mesmo tempo de análise a situação com o NA raso teve aproximadamente 20 cm a menos na altura final da coluna de água no interior do poço.

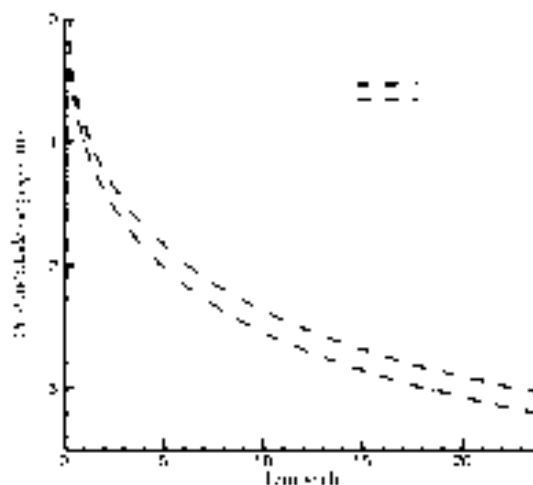


Figura 6.12 – Comparação da variação da coluna d'água no poço grande considerando o solo CE-2, para o NA Profundo e NA Raso

6.4.2 Poço Pequeno

A análise utilizando uma geometria menor fornecerá resultados para análise e comparação do desempenho com menor carga hidráulica e com maior diferença de profundidade entre a linha freática. Nesta seção será analisado o poço pequeno com as mesmas propriedades do solo já utilizadas nas análises do poço grande.

6.4.2.1 Solo CE-1 (residual de xisto), NA Profundo e NA Raso

A Figura 6.13 apresenta o resultado final da variação da poro pressão após o evento de infiltração. A distribuição de poro pressão do campo experimental 1 analisada com poço de geometria menor não mostrou considerável diferença em comparação com a geometria maior. O formato da condição final permaneceu semelhante à anterior nas duas situações, a pequena diferença se deu pelo menor volume de água proveniente de uma geometria menor que causou menor interferência no solo quando comparada com a condição inicial.

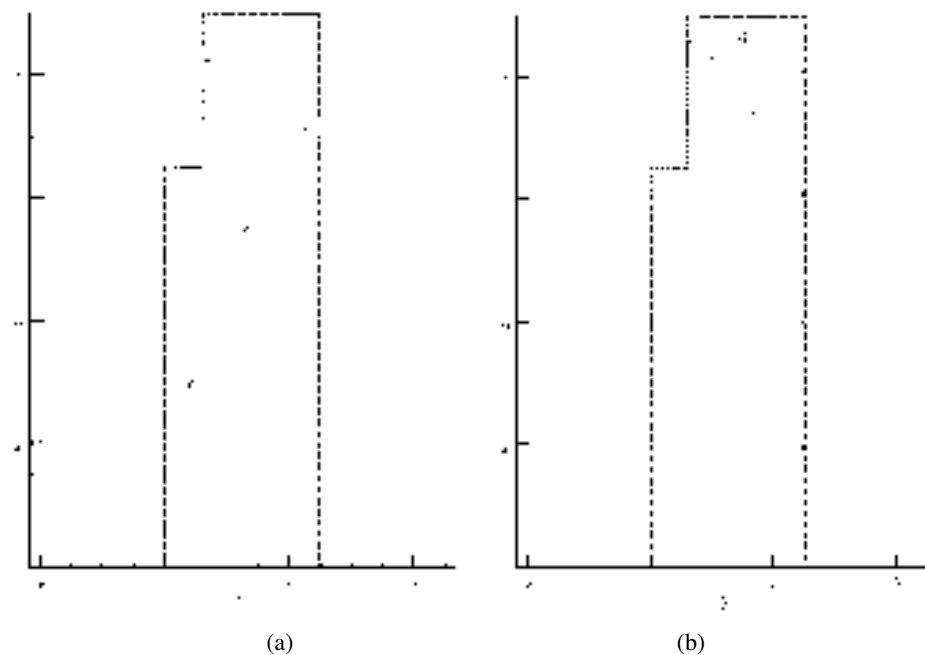


Figura 6.13 – Distribuição final de poro pressão para o poço pequeno, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em kPa)

A Figura 6.14 mostra a condição final do grau de saturação. Assim como na distribuição de poro pressão, não foi verificada diferença considerável na distribuição final do grau de saturação em relação à análise do poço grande. Neste caso a distribuição de saturação também teve aspecto de um bulbo, porém com menor concentração. Na análise considerando o NA raso o formato da distribuição, assim como no NA profundo, também teve o aspecto de um bulbo se diferenciando da distribuição de saturação do poço grande, o motivo desse formato diferente do poço grande se deu pelo afastamento da linha freática com o fundo do poço devido à redução da profundidade do poço.

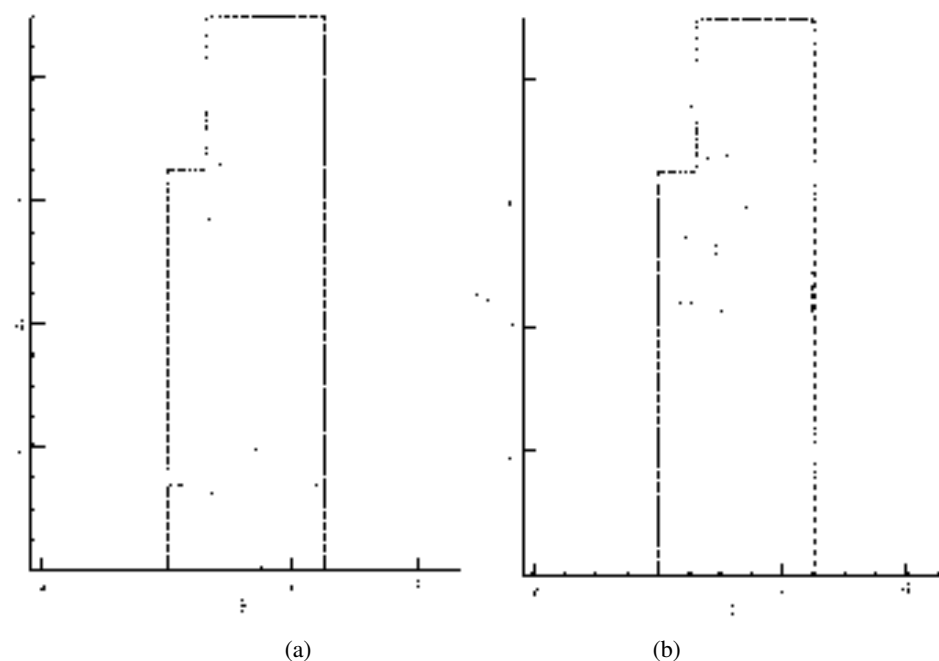


Figura 6.14 – Distribuição final do grau de saturação para o poço pequeno, considerando o solo CE-1: a) NA Profundo, b) NA Raso (valores em %)

Em 4 horas de infiltração, a coluna de água no poço ainda não havia sido totalmente infiltrada (Figura 6.15), situação semelhante ao poço de geometria maior. Esse resultado mostra que o desempenho do poço menor é inferior ao desempenho do poço grande, considerando as mesmas propriedades do solo nas duas geometrias. A carga hidráulica inicial maior no poço grande acelera a infiltração inicial melhorando o desempenho do poço.

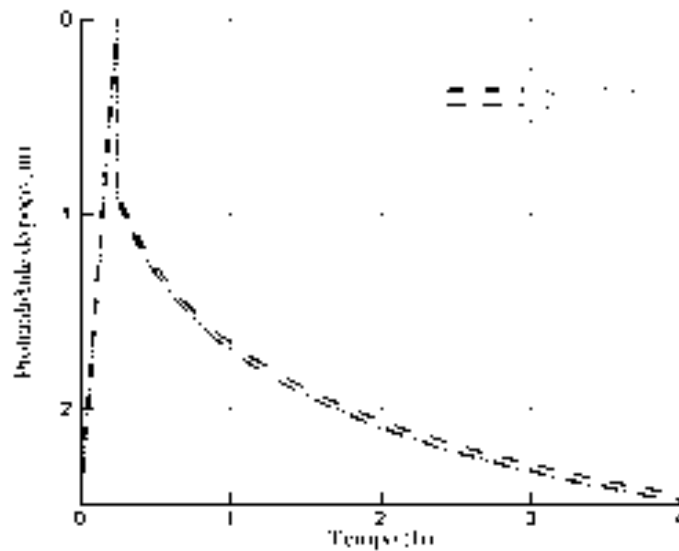


Figura 6.15 – Comparação da variação da coluna d'água no poço pequeno considerando o solo CE-1, para o NA Profundo e NA Raso

6.4.2.2 Solo CE-2 (residual de granulito), NA Profundo e NA Raso

O formato da distribuição de poro pressão do poço pequeno permaneceu semelhante ao formato do poço grande para o NA profundo, no caso com o NA raso devido à geometria menor, o fluxo não atingiu o nível freático criando um formato semelhante ao do NA profundo. Da mesma maneira ocorreu com o formato da distribuição do grau de saturação que se diferenciou apenas pelo volume de água menor em comparação com a geometria maior. Este caso foi o caso em que a profundidade do NA menos influenciou no formato da distribuição da poro pressão (Figura 6.16) e grau de saturação (Figura 6.17).

O tempo de infiltração foi de 24 horas (Figura 6.18) o que correspondeu a 97% do volume do poço infiltrado no caso com o NA profundo e 92% no caso com o NA raso, valores bem próximos da porcentagem infiltrada no poço com geometria maior, o que resulta em desempenho menor por esta geometria ter 1 m a menos de profundidade.

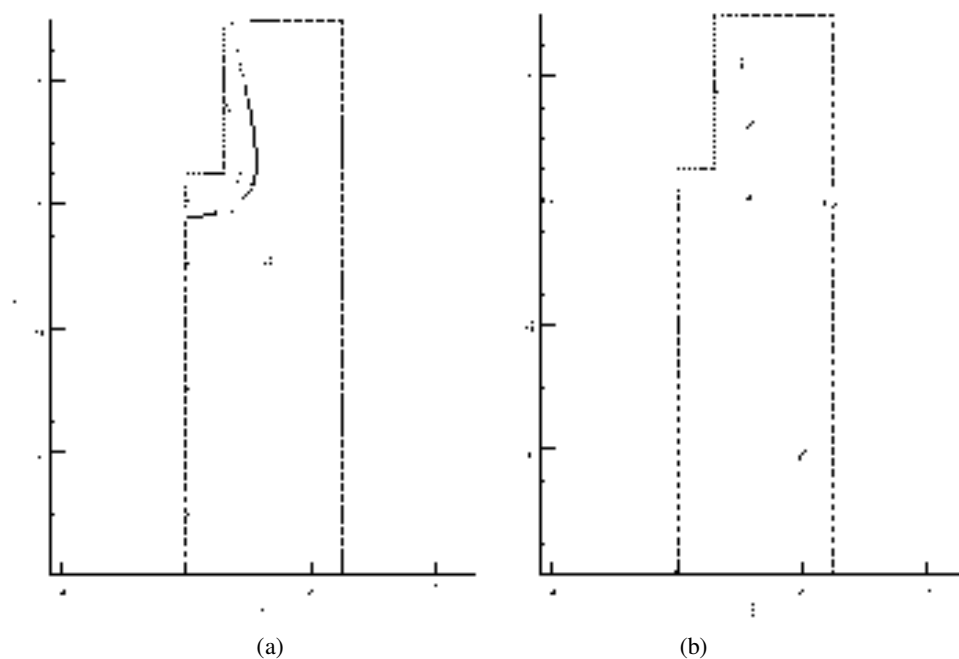


Figura 6.16 – Distribuição final de poro pressão para o poço pequeno, considerando o solo CE-2: a) N.A Profundo, b) N.A Raso (valores em kPa)

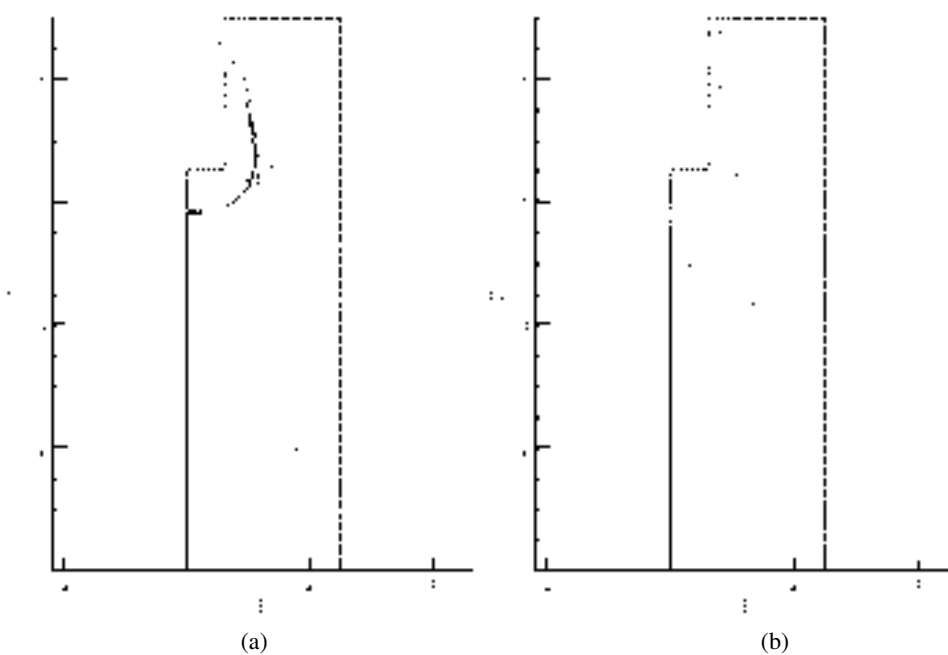


Figura 6.17 – Distribuição final do grau de saturação para o poço pequeno, considerando o solo CE-2: a) N.A Profundo, b) N.A Raso (valores em %)

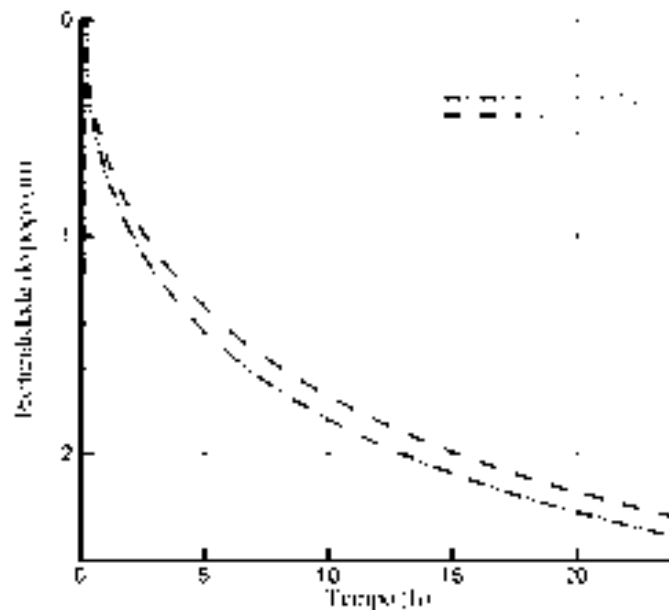


Figura 6.18 – Comparação da variação da coluna d'água no poço pequeno considerando o solo CE-2, para o NA Profundo e NA Raso

6.5 SENSIBILIDADE DO DESEMPENHO DOS POÇOS AOS PARÂMETROS DO SOLO

Nesta seção serão apresentadas as análises de sensibilidade do desempenho dos poços de infiltração com as mesmas configurações consideradas na seção anterior. As análises de sensibilidade estudadas neste trabalho indicam o impacto da variabilidade das propriedades do solo na variabilidade do desempenho do poço de infiltração. Os parâmetros de desempenho considerados para análise da sensibilidade foram o tempo necessário para infiltração de 50 %, 70% e 85% do volume de água do poço. O modelo numérico foi solucionado com a variabilidade de cada propriedade e o resultado do tempo de infiltração no desempenho selecionado foi utilizado para construção de diagramas tornados.

A Tabela 6.5 mostra o resumo dos resultados considerando o solo CE-1 e a Tabela 6.6 considerando o solo CE-2. Serão utilizados para visualização dos resultados os diagramas tornado evento determinístico e evento probabilístico.

Tabela 6.5– Tempo gasto para alcançar cada parâmetro de desempenho, propriedades do solo CE-1

Desemp. / Tempo(h)	Poço grande NA, Profundo								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d1-}	λ_{d1+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b1-}	Ψ_{b1+}
50%=1.75m	2,08	0,30	0,44	0,44	0,49	0,40	0,44		0,25
70%=2.45m	5,75	0,30	1,08	1,15	1,20	1,05	1,13		0,56
85%=2.97m	12,00	0,30	2,20	2,42	2,50	2,20	2,35		1,04
Desemp. / Tempo(h)	Poço grande, NA Raso								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d1-}	λ_{d1+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b1-}	Ψ_{b1+}
50%=1.75m	2,25	0,30	0,51	0,48	0,51	0,42	0,46	0,60	0,30
70%=2.45m	6,15	0,30	1,25	1,23	1,29	1,12	1,20	1,54	0,72
85%=2.97m	13,00	0,30	2,55	2,64	2,63	2,36	2,50	3,39	1,38
Desemp. / Tempo(h)	Poço Pequeno, NA Profundo								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d1-}	λ_{d1+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b1-}	Ψ_{b1+}
50%=1.25m	2,15	0,30	0,46	0,45	0,50	0,42	0,45	0,62	0,25
70%=1.75m	5,50	0,30	1,06	1,10	1,19	1,04	1,10	1,57	0,50
85%=2.12m	12,00	0,30	1,95	2,08	2,20	2,00	2,09	3,16	0,83
Desemp. / Tempo(h)	Poço Pequeno, NA Raso								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d1-}	λ_{d1+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b1-}	Ψ_{b1+}
50%=1.25m	2,25	0,30	0,49	0,49	0,52	0,44	0,49	0,66	0,25
70%=1.75m	5,85	0,30	1,18	1,20	1,25	1,08	1,18	1,64	0,30
85%=2.12m	12,00	0,30	2,20	2,25	2,95	2,10	2,25	3,25	0,48

Tabela 6.6– Tempo gasto para alcançar cada parâmetro de desempenho, propriedades do solo CE-2

Desemp. / Tempo(h)	Poço grande, NA Profundo								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d-}	λ_{d+}	n-	n+	v.m.	Ψ_b-	Ψ_b+
50%=1.75m	19,25	0,58	3,30	3,50	3,75	3,17	3,47	0,25	2,56
70%=2.45m	24,00	1,36	8,75	9,00	9,5	8,42	8,85	4,25	6,00
85%=2.97m	24,00	2,60	17,25	17,75	18,25	16,75	17,5	13,41	10,75
Desemp. / Tempo(h)	Poço grande, NA Raso								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d-}	λ_{d+}	n-	n+	v.m.	Ψ_b-	Ψ_b+
50%=1.75m	24,00	0,71	4,30	4,55	4,75	4,35	4,35	4,00	3,5
70%=2.45m	24,00	1,65	11,00	11,5	11,75	11,25	11,25	11,50	8,35
85%=2.97m	24,00	3,14	21,50	22,25	22,75	22,00	22,00	24,00	15,5

Tabela 6.6 – Tempo gasto para alcançar cada parâmetro de desempenho, propriedades do solo CE-2
(continuação)

Desemp. / Tempo(h)	Poço Pequeno, NA Profundo								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d-}	λ_{d+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b-}	Ψ_{b+}
50%=1.25m	20,75	0,59	3,43	4,25	3,84	3,55	3,55	1,76	2,47
70%=1.75m	24,00	1,31	8,40	10,15	9,18	8,65	8,59	7,19	5,35
85%=2.12m	24,00	2,33	15,35	18,00	16,50	15,75	15,75	16,39	9,00
Desemp. / Tempo(h)	Poço Pequeno, NA Raso								
	K_w^{Sat-}	K_w^{Sat+}	λ_{d-}	λ_{d+}	n-	n+	v.m.	Ψ_{b-}	Ψ_{b+}
50%=1.25m	24,00	0,69	4,45	4,25	4,65	4,00	4,41	4,93	3,15
70%=1.75m	24,00	1,54	10,30	10,00	10,75	9,75	10,25	12,5	6,85
85%=2.12m	24,00	2,64	18,50	18,00	19,00	17,75	18,25	23,25	11,35

6.5.1 Poço Grande

O poço grande considerado nas análises de sensibilidade é o mesmo descrito anteriormente com profundidade de 3,50 m. O resultado das análises foi organizado de acordo com o campo experimental e profundidade do N.A.. Inicialmente será apresentado o resultado da análise do campo experimental 1 e em seguida será mostrado o resultado do campo experimental 2.

6.5.1.1 Solo CE-1 (residual de xisto), NA Profundo e NA Raso

A condutividade hidráulica saturada, K_w^{Sat} , teve influência direta no tempo de infiltração. O incremento no valor médio de K_w^{Sat} alterou o tempo de infiltração total do poço de quase 5hs para mais de 14hs, enquanto que a redução do valor médio de K_w^{Sat} acelerou a infiltração para cerca de 0.30 hs. O valor de entrada de ar também influenciou, indiretamente, o tempo de infiltração alterando a função de condutividade hidráulica, que foi estimada a partir da curva característica, modificando a distribuição de condutividade hidráulica no solo. As Figura 6.19 e Figura 6.20 referente às análises do NA profundo e raso respectivamente, mostram o efeito da alteração da condutividade hidráulica saturada e do valor de entrada de ar e das demais propriedades do solo no evento de infiltração.

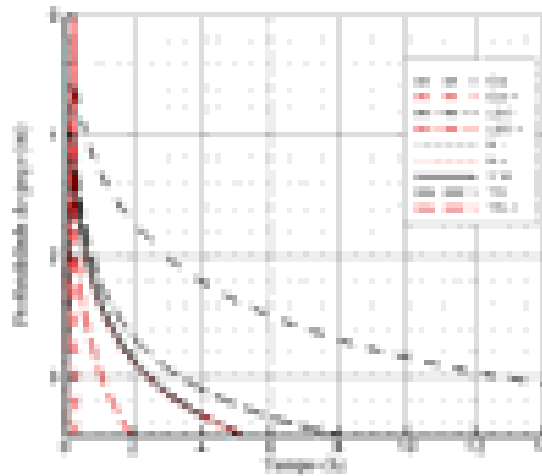


Figura 6.19 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-1 NA Profundo.

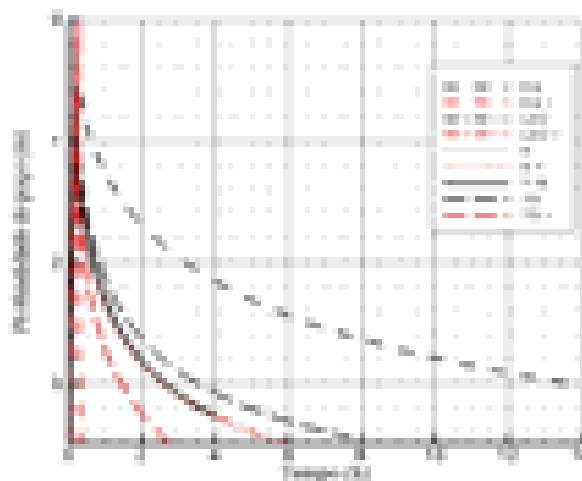


Figura 6.20 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-1 NA Raso

As Figura 6.21 e Figura 6.22 apresentam os diagramas tornado das análises do poço grande no campo experimental 1 considerando o NA profundo e raso respectivamente. São mostrados três diagramas tornados para cada situação de NA. As situações são referentes a cada parâmetro de desempenho, 50%, 70% e 85% de infiltração. O diagrama da esquerda corresponde ao diagrama tornado evento determinístico, neste diagrama é considerada a variabilidade de uma única propriedade por vez não tendo correlações com as demais variabilidades. O tamanho das barras corresponde à influência da variabilidade da propriedade

do solo na variação do tempo de infiltração, quanto maior o tamanho da barra maior o impacto no resultado.

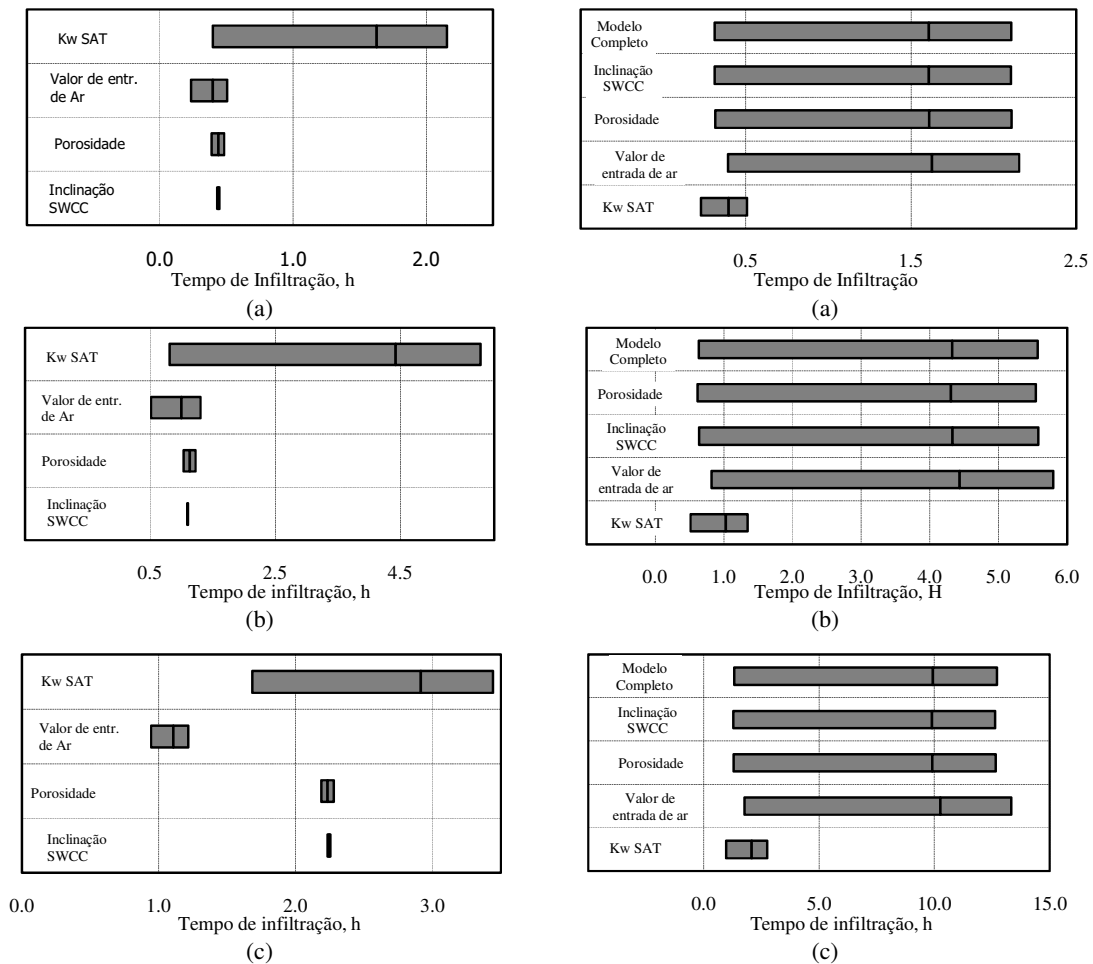


Figura 6.21 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-1 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

O diagrama da direita corresponde ao diagrama tornado evento probabilístico, neste diagrama é retirada uma variabilidade por vez e o impacto calculado com a variabilidade das demais propriedades do solo, a primeira barra é obtida com todas as incertezas do problema e é chamada de modelo completo. O tamanho da barra é obtido pelos valores da 10° e 90° percentagem do tempo de infiltração e a linha próxima ao meio da barra corresponde a 50° percentagem, o tempo de infiltração é assumido como uma distribuição lognormal. As propriedades próximas a barra referente ao “modelo completo” tem pouca influência na

variabilidade do resultado, as propriedades de maior impacto são representas pelas barras distantes da barra referente ao valor médio.

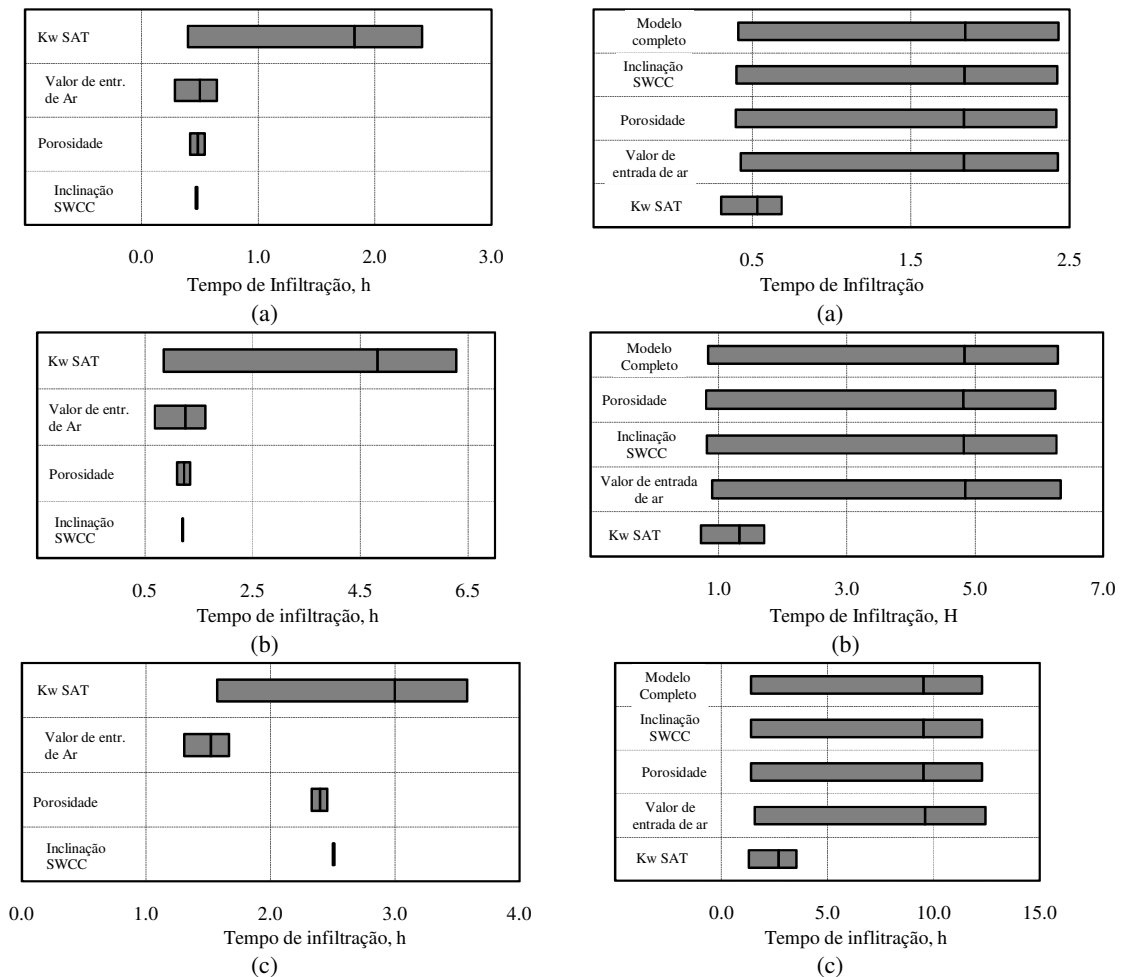


Figura 6.22 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-1 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

Os dois diagramas (i.e. determinístico e probabilístico) mostram que a condutividade hidráulica saturada foi a propriedade que mais causou impacto no tempo de infiltração, o valor de entrada de ar foi a segunda propriedade de maior impacto e a inclinação da curva característica foi a propriedade de menor impacto. Quando as propriedades são correlacionadas (evento probabilístico) o impacto das demais propriedades, excluindo a condutividade hidráulica saturada, são semelhantes. Os diagramas referentes aos parâmetros de desempenho de 70% e 85% do volume infiltrado mostram que quanto maior o tempo,

maior o impacto causado pela variabilidade da propriedade, essa situação acontece pela redução natural da infiltração com o tempo mesmo quando considerados somente os valores médios. Não houve diferença considerável entre as análises nos casos com NA profundo e NA raso.

6.5.1.2 Solo CE-2 (residual de granulito), NA Profundo e NA Raso

Neste campo experimental a condutividade hidráulica saturada, K_w^{Sat} , também foi à propriedade que causou maior impacto no tempo de infiltração. O tempo de infiltração utilizando os valores médios foi de aproximadamente 24 h, a variabilidade da condutividade hidráulica saturada reduziu este tempo para pouco mais de 5 h na análise com o incremento na condutividade hidráulica. Com a redução da condutividade hidráulica só foi possível verificar o parâmetro de desempenho de 50% que foi alcançado com 19.25 h, os demais parâmetros não foram alcançados com as 24 h de infiltração, tempo limite de infiltração considerado.

A redução do valor de entrada de ar teve um comportamento importante na análise do tempo de infiltração considerando o NA profundo. Nos primeiros minutos de análise o impacto no tempo de infiltração foi maior do que o impacto causado pela condutividade hidráulica saturada. Porém o comportamento da curva dos resultados, considerando a redução do valor de entrada de ar, foi de coincidir-se com o resultado dos valores médios, essas situações foram bem visualizadas na Figura 6.23. Na análise considerando o NA raso o impacto do incremento do valor de entrada de ar foi semelhante ao impacto causado pela mesma propriedade no campo experimental 1 (Figura 6.24).

Os diagramas tornado evento determinístico mostram o grande impacto que a condutividade hidráulica causa no tempo de infiltração quando considerada a variabilidade desta propriedade isolada. O valor de entrada de ar e demais propriedades causam impactos menores. Os diagramas tornado evento probabilístico, no caso com NA profundo, mostram que quando a variabilidade das propriedades são correlacionadas à inclinação da curva característica passa a ser, depois da condutividade hidráulica, uma propriedade de grande impacto no tempo de infiltração o que não acontece no diagrama determinístico. No NA raso a porosidade passa a ser a segunda propriedade de maior impacto no diagrama probabilístico. As Figura 6.25 e Figura

6.26 apresentam os diagramas tornado do campo experimental 2 referentes á análise com o NA profundo e N.A raso respectivamente.

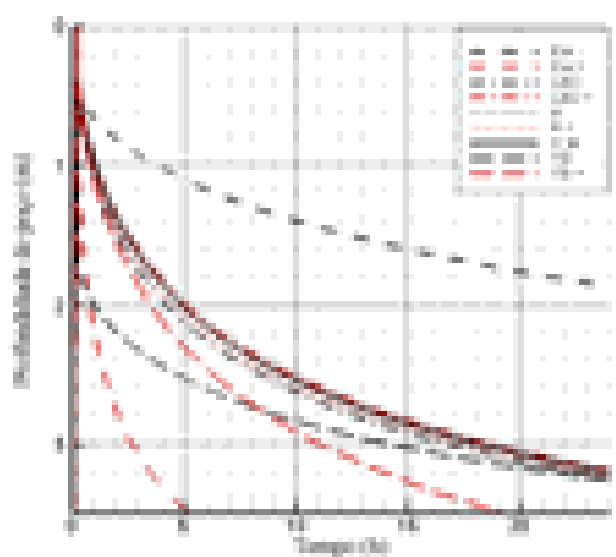


Figura 6.23 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-2 NA Profundo

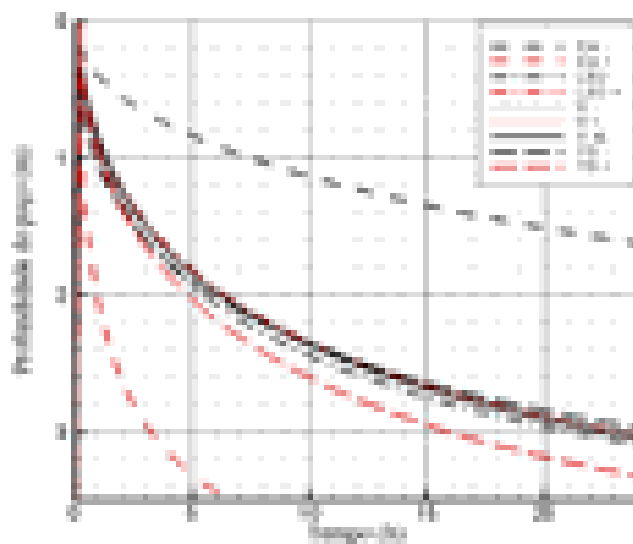


Figura 6.24 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço grande, solo CE-2 NA Raso

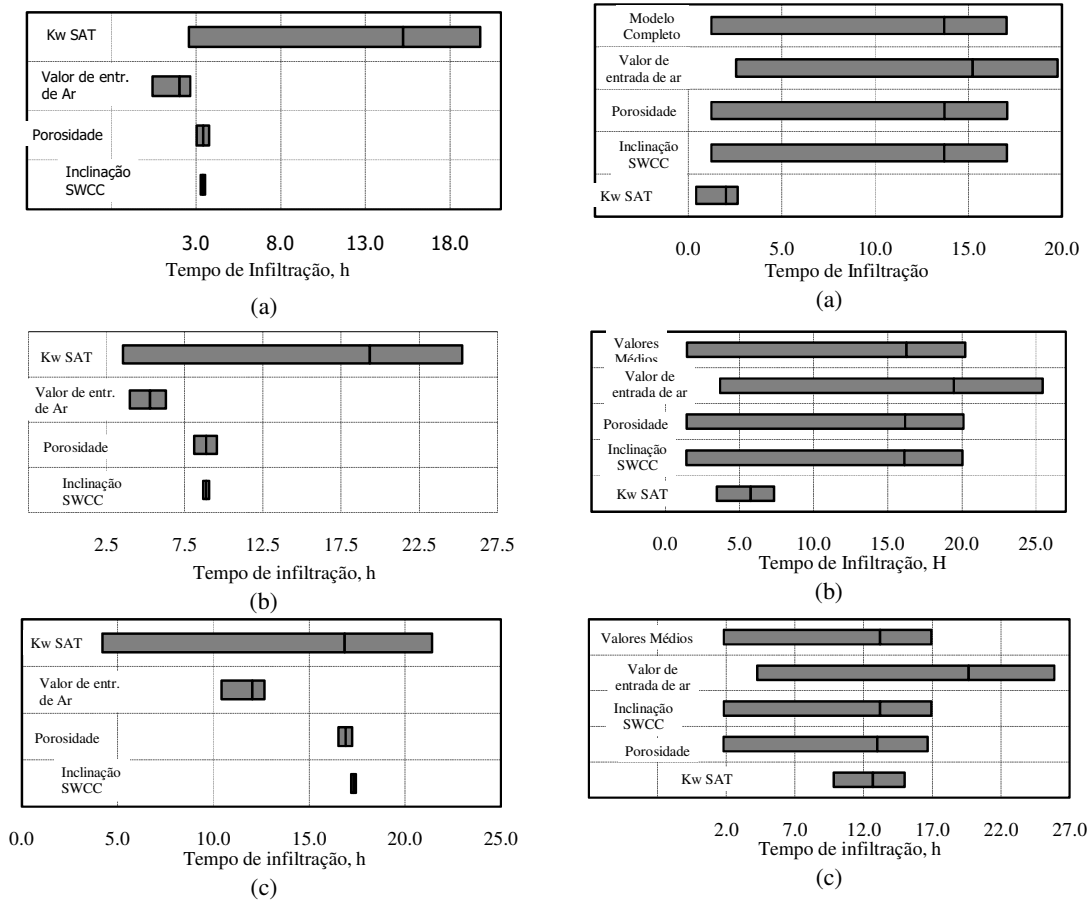


Figura 6.25 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-2 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

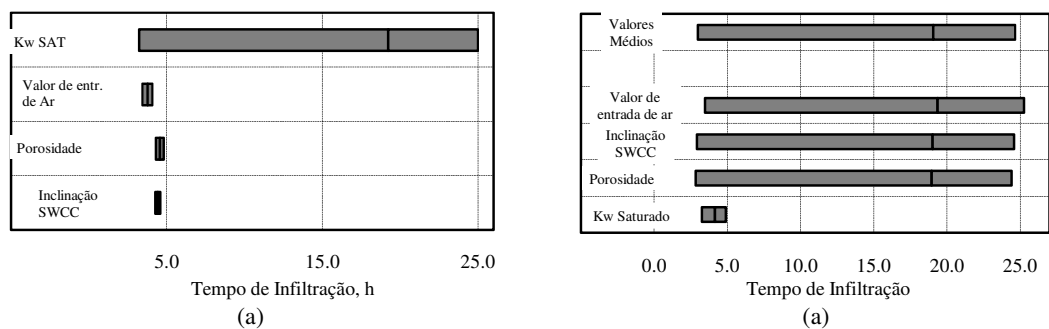


Figura 6.26 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-2 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

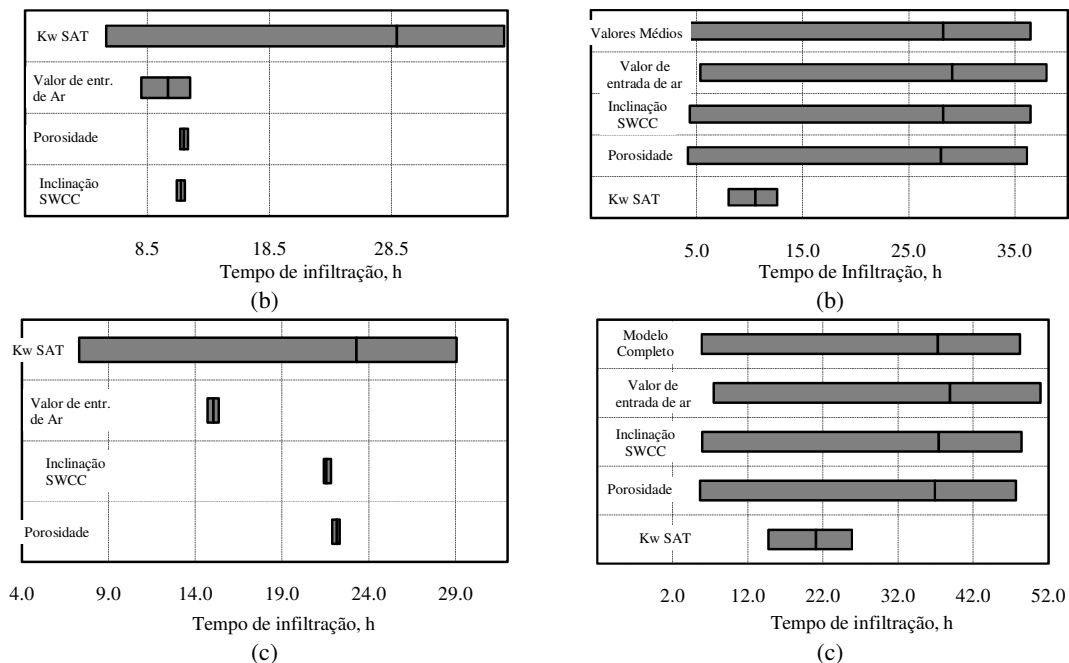


Figura 6.26 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço grande CE-2 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração (continuação)

6.5.2 Poço Pequeno

O poço pequeno adotado para as análises de sensibilidade teve profundidade de 2,5m sendo possível a análise do desempenho perante a variabilidade das propriedades em um poço um pouco mais distante do nível freático. Inicialmente serão mostrados os resultados do campo experimental 1 e em seguida os resultados do campo experimental 2.

6.5.2.1 Solo CE-1 (residual de xisto), NA Profundo e NA Raso

As Figura 6.27 e Figura 6.28 mostram o resultado da infiltração para a variabilidade de cada variável. A variação da coluna de água no poço tem comportamento diferente para cada modificação das variáveis com a aplicação do coeficiente de variação. O tempo total de infiltração considerando as propriedades médias é de 4 h o que corresponde às 1h a menos do que o tempo gasto no poço grande.

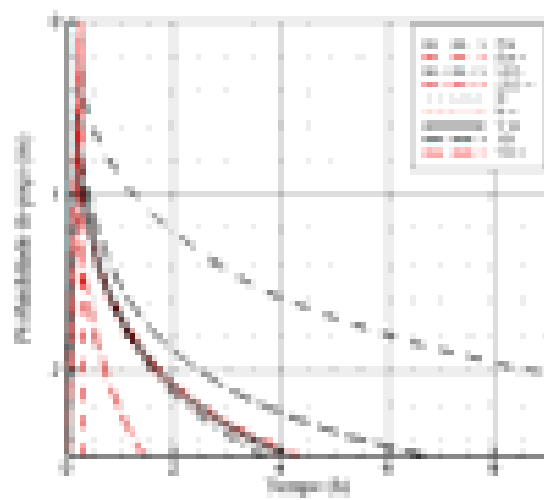


Figura 6.27 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-1 NA Profundo

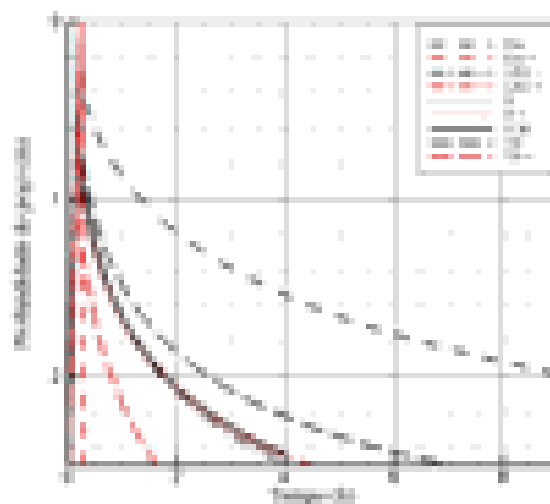


Figura 6.28 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-1 NA Raso

O diagrama tornado evento determinístico confirma a mesma situação dos casos anteriores, a condutividade hidráulica saturada é a propriedade de maior impacto no tempo de infiltração. O Valor de entrada de ar e a porosidade têm impactos médios e a variabilidade da inclinação da curva característica praticamente não altera o tempo de infiltração. No caso com o NA raso a porosidade passa a ter menor impacto com o acréscimo de tempo. O diagrama tornado evento probabilístico mostra o grande impacto que a condutividade hidráulica causa no tempo

de infiltração quando é retirada a incerteza desta variável no modelo. O valor de entrada de ar é a segunda variável de maior impacto até o parâmetro de desempenho de 70% de infiltração do volume do poço. No parâmetro de desempenho de 85% de infiltração, a porosidade passa a ser a segunda variável de maior impacto no tempo de infiltração. Na comparação entre o caso com NA profundo e NA raso (Figura 6.29 e Figura 6.30), no diagrama determinístico é visualizada pequena alteração no impacto causado pela porosidade.

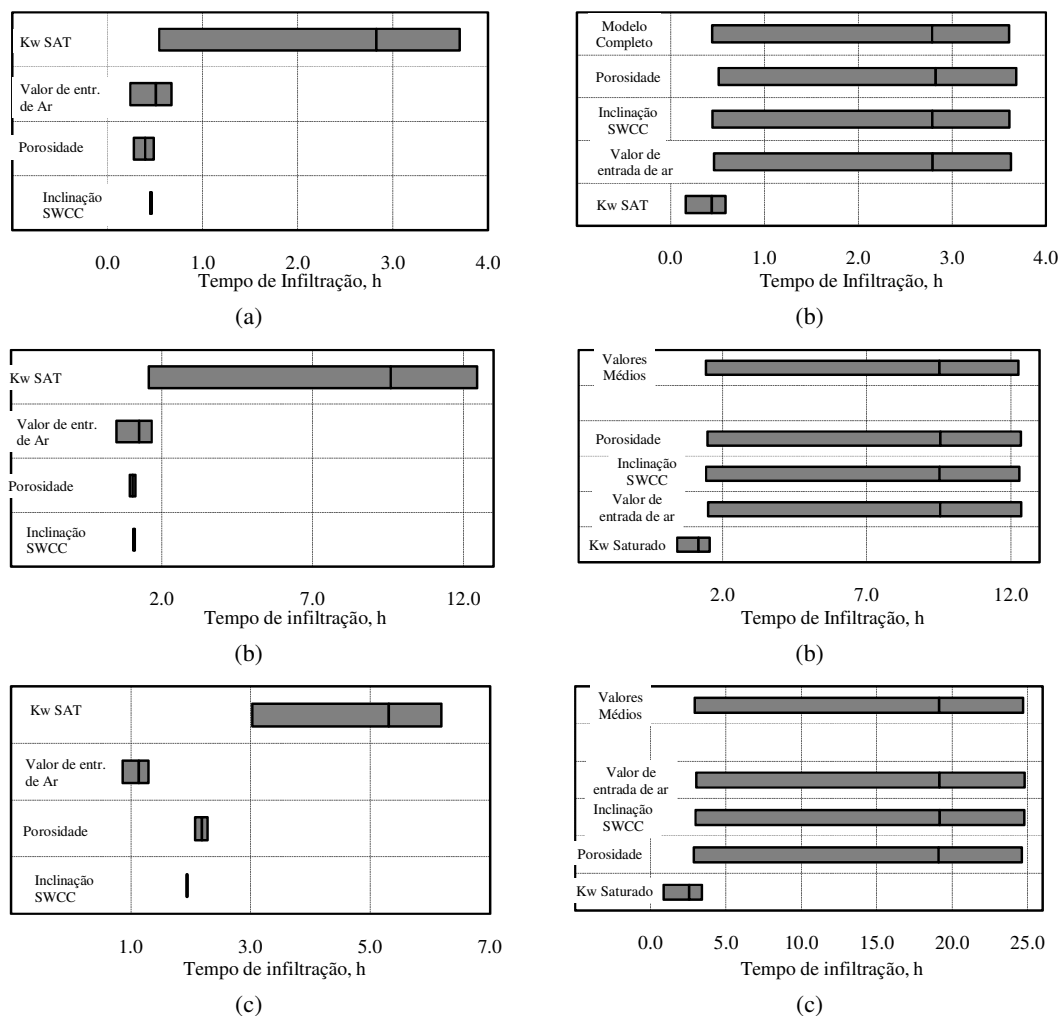


Figura 6.29 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-1 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

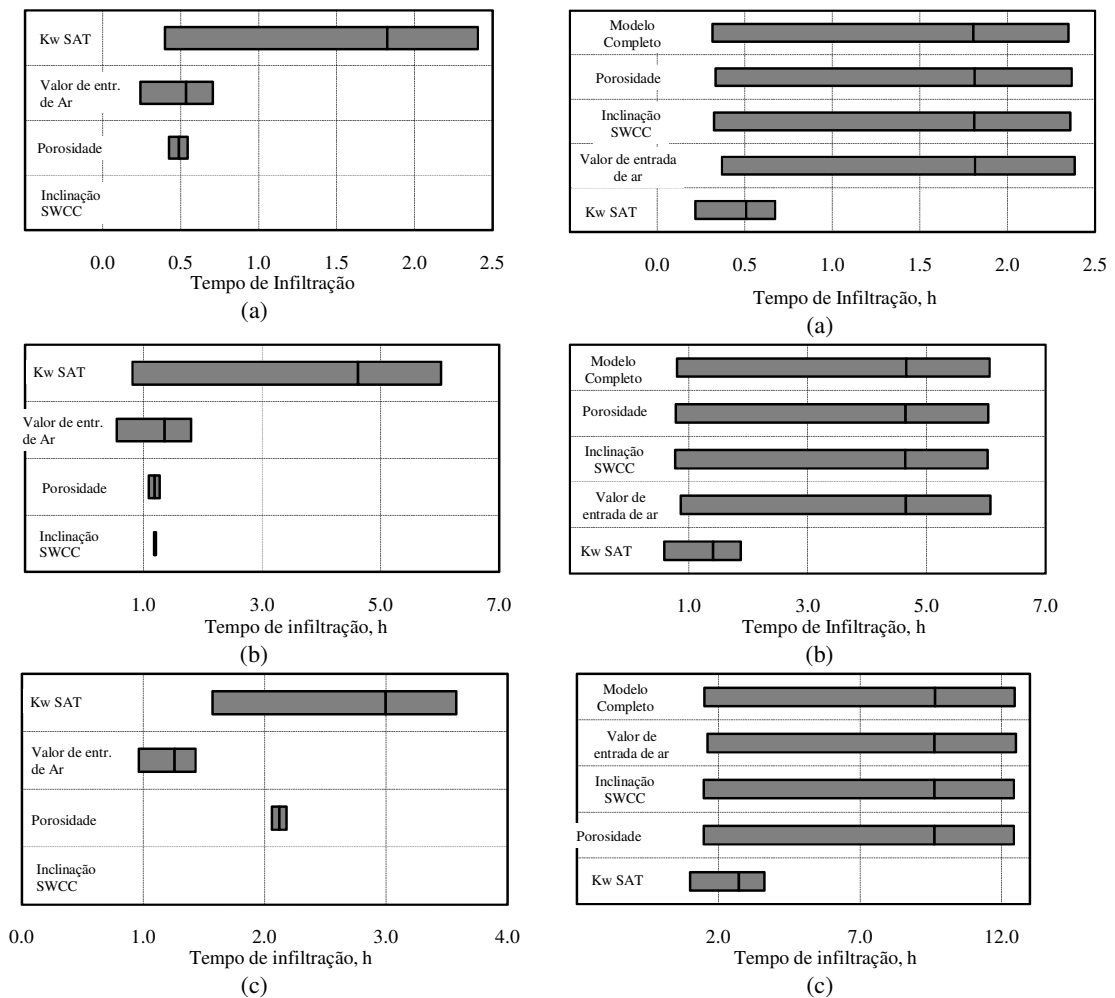


Figura 6.30 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-1 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

6.5.2.2 Solo CE-2 (residual de granulito), NA Profundo e NA Raso

A variação da coluna de água no poço com o tempo foi semelhante a do poço grande. A redução do valor de entrada de ar alterou o comportamento da coluna de água resultando em uma taxa de infiltração maior do que qualquer outra propriedade nos primeiros minutos de infiltração. Após os minutos iniciais o comportamento da coluna de água passa a ser semelhante ao comportamento da coluna de água resultante das propriedades médias. Esse comportamento só foi verificado no caso com o NA profundo. O tempo total de infiltração

considerando as propriedades médias foi superior às 24hs. As Figura 6.31 e Figura 6.32 mostram a variabilidade da coluna de água no poço para os dois casos de profundidade de NA

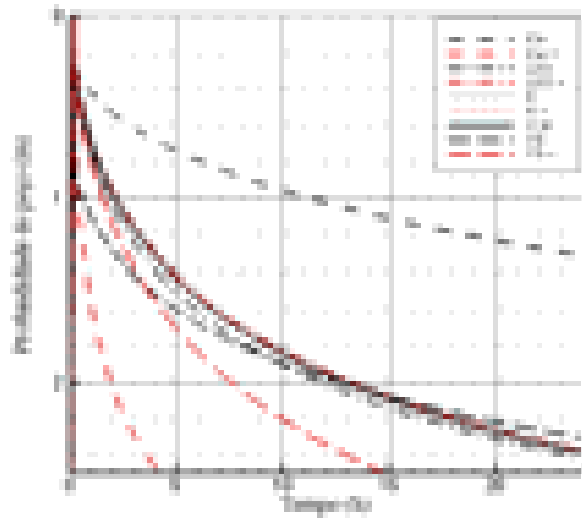


Figura 6.31 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-2 NA Profundo

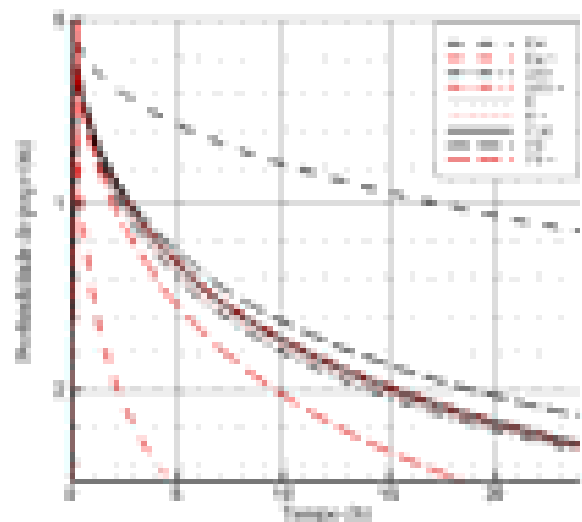


Figura 6.32 – Variação da coluna de água considerando a variabilidade de todos os parâmetros, poço pequeno, solo CE-2 NA Raso

O diagrama tornado determinístico mostra o impacto causado pela variabilidade da condutividade hidráulica, como em todos os outros casos analisados. No caso com o NA

profundo o impacto das demais propriedades são semelhantes, já no caso com o NA raso o impacto do valor de entrada de ar é consideravelmente maior.

O diagrama tornado probabilístico mostra que a segunda propriedade de maior impacto no caso com NA profundo quando as propriedades são correlacionadas, é a inclinação da curva característica, e no caso com NA raso o impacto das propriedades são muito semelhantes e elas se alternam nos parâmetros de desempenho. É verificado também que o impacto da condutividade hidráulica é reduzido com o tempo. As Figura 6.33 e Figura 6.34 apresentam os diagramas para os dois casos de profundidade de NA

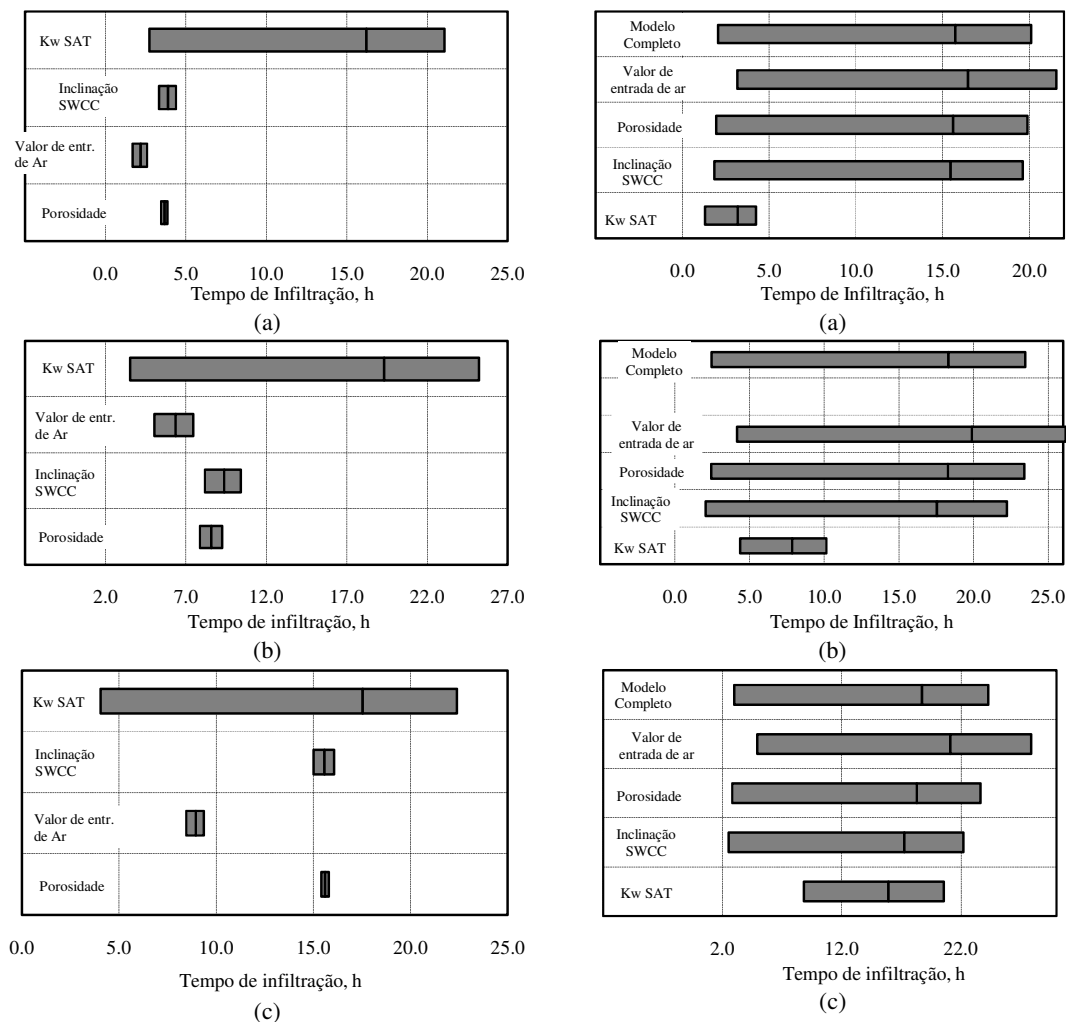


Figura 6.33 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-2 NA Profundo. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

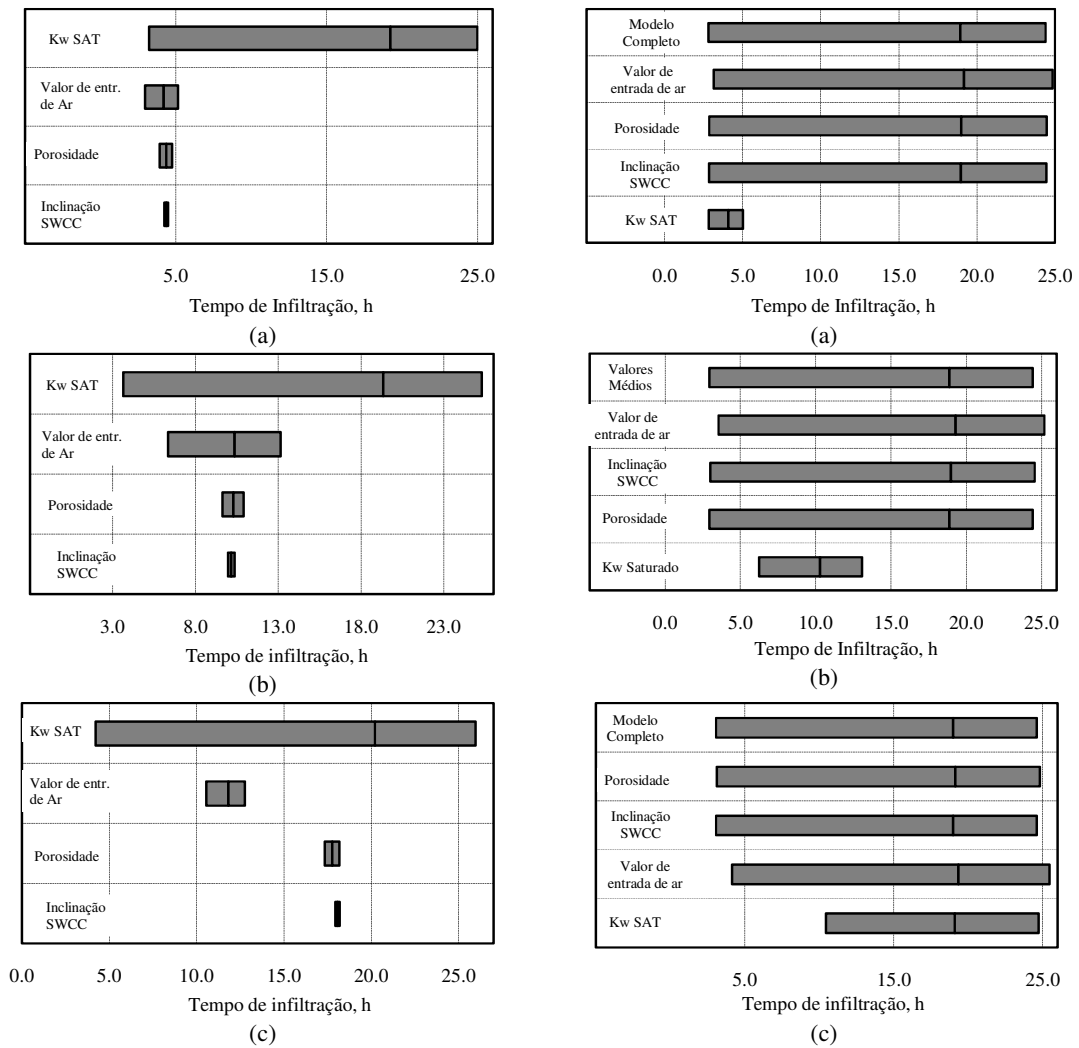


Figura 6.34 – Esquerda: diagramas tornado evento determinístico, Direita: diagramas tornado evento probabilístico, poço pequeno CE-2 NA Raso. a) 50%, b) 70%, c) 85% de infiltração

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Essa dissertação teve como objetivo contribuir para avaliação do desempenho de poços de infiltração na cidade de Goiânia. O desempenho dos poços foi avaliado em diferentes geometrias, condição inicial e tipos de solos. O estudo foi realizado em dois tipos representativos de solos da cidade, um estudado por Carvalho (2008) e o outro estudado neste trabalho. Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas a partir dos ensaios realizados, das análises numéricas e das análises de sensibilidade. Ao final do capítulo são apresentadas sugestões para pesquisas futuras que poderão dar continuidade ao trabalho.

7.1 CONCLUSÕES

O solo estudado neste trabalho apresentou características e propriedades diferentes do solo estudado por Carvalho (2008) como pode ser observado no mapa de solos e geológico. O alto índice de vazios é típico de um solo tropical com intenso grau de intemperismo e presença de agentes cimentantes que agregam as partículas alterando a estrutura do solo com o surgimento de macro estrutura porosa. Na comparação da análise granulométrica convencional com e sem defloculante a presença da macro estrutura foi observada por meio do resultado que inicialmente não apresentou qualquer quantidade de argila e em seguida com a utilização de defloculante grande parte das cimentações foram desfeitas e a quantidade de argila apresentada foi de pouco mais de 50%.

Foi verificada a presença de macro estrutura também no ensaio utilizando o granulômetro a laser. Com a amostra na umidade natural, utilização de defloculante e utilização de ultrassom que é o método que mais desagrega as partículas, a quantidade de argila ficou próxima aos 50% conforme o ensaio convencional. Assim, a utilização do granulômetro mostrou-se eficiente comparando os resultados com o ensaio convencional. Algumas vantagens em se utilizar este equipamento é o tempo de ensaio, de 1 a 4 min, a suavização da curva granulométrica e a possibilidade de realizar maior quantidade de ensaio devido à facilidade da utilização do equipamento.

A curva característica da água do solo apresentou formato bimodal com valor de entrada de ar nos macroporos variando entre 2,5 e 4,0 kPa e dos microporos variando entre 7.500 e 10.500 kPa. Os macro e micro poros foram separados por um patamar que indica a ausência de poros em uma grande faixa de tamanhos. O ajuste utilizando a equação de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) mostrou-se um bom ajuste para o solo estudado permitindo uma melhor visualização dos resultados.

A função de condutividade hidráulica obtida com o ensaio no permeâmetro triaxial desenvolvido por Feuerharmel (2007) do laboratório de solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul também foi influenciada pela macro e micro estrutura, apresentando o surgimento de um patamar em sucções próximas ao patamar da curva característica. A comparação da previsão de Brooks e Corey (1964) mostrou bom resultado se considerando a primeira inclinação da curva característica bimodal. A condutividade hidráulica saturada foi regida pela macro estrutura tendo o seu valor próximo ao de solos arenosos.

A utilização de um sistema de monitoramento da variação da coluna de água no poço de infiltração durante o ensaio mostrou bons resultados em comparação com o método convencional utilizando uma trena. A vantagem do sistema de monitoramento são as leituras em intervalos menores de tempo e a facilidade de medição do enchimento do poço, procedimento difícil de ser executado com a trena.

Foi desenvolvido um modelo numérico para simulações em diferentes situações. A validação do modelo foi feita utilizando as propriedades do solo medidas em laboratório e a condição inicial do solo medida em campo. As análises foram realizadas no software FlexPDE (PDE Solutions, 2010) que é um programa de análises finitas e que permite que as soluções sejam melhor alcançadas com parâmetros de refinamento da solução. Vários parâmetros de refinamento foram utilizados e verificou-se que a curva de infiltração (i.e. variação da coluna de água no poço) não sofreu alteração. Mesmo não havendo alteração no desempenho do poço com o refinamento, devem-se utilizar os parâmetros corretos, pois foi verificada alteração na condição final do solo.

As análises de sensibilidade foram realizadas com a variação dos parâmetros do solo dentro de valores possíveis. O modelo numérico foi utilizado para obter o tempo de infiltração em cada parâmetro de desempenho estabelecido (i.e. 50%, 70% e 85% de infiltração). A

sensibilidade do desempenho do poço aos parâmetros do solo foi mais bem visualizada com a utilização de diagramas tornados. Dois tipos de diagramas tornado foram utilizados: diagrama tornado evento determinístico e diagrama tornado evento probabilístico. A comparação entre esses dois diagramas mostrou-se uma análise importante devido à correlação da variabilidade das propriedades que interferem no resultado.

A condutividade hidráulica saturada foi, em todos os casos, a propriedade do solo que causou maior impacto no desempenho dos poços de infiltração. O valor de entrada de ar é 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.

A análise considerando o poço grande e o poço pequeno não mostrou diferença na sensibilidade do desempenho à variabilidade dos parâmetros. O tempo de infiltração do poço pequeno foi maior devido à menor carga hidráulica deste poço. A área de influência do poço menor foi diferenciada do poço maior por estar mais distante do nível freático, porém a profundidade desse nível não influenciou nos resultados de desempenho.

O solo formado a partir de rochas xistosas do campo experimental 1 (CE-1) teve desempenho superior ao solo formado a partir de rochas granulíticas do campo experimental 2 (CE-2). Essa situação se deveu pelo valor da condutividade hidráulica saturada do solo CE-1 ter sido maior do que a do solo CE-2, porém não pode ser afirmado que essa diferença na condutividade hidráulica seja típica entre esses solos, pois a condutividade hidráulica pode ter seu valor resultante de interferências externas como intemperismo e histórico de tensões.

7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir são apresentadas sugestões de pesquisas que poderão dar continuidade a este trabalho:

- Execução e monitoramento de poços de infiltração em outras áreas que podem ser representativas dos tipos de formação geológica de Goiânia (i.e. xisto e granulito);

- Realizar ensaios de infiltração em poços com instrumentação para verificar a alteração das tensões no solo (i.e. sucção, grau de saturação) próximo ao poço antes, após e durante o ensaio. A verificação da alteração das tensões no solo permitirá definir condições iniciais com maior precisão para serem utilizadas nas análises numéricas;
- Organização dos resultados de ensaios existentes e realização de novos ensaios de curva característica e de condutividade hidráulica saturada para definição de coeficientes de variação de parâmetros relacionados às propriedades do solo para os principais substratos rochosos do Município de Goiânia.
- Realização de ensaios de condutividade hidráulica não saturada em solos com presença de macro e micro estrutura para alimentar um banco de dados que poderá servir para elaboração de um método de previsão de função de condutividade hidráulica para este tipo de solo;
- Ampliar as análises de sensibilidade para verificar a sensibilidade do desempenho do poço a outras propriedades do solo;

REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6459**. Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 6p. 1984.
- ABNT _____. **NBR 6502**. Rochas e Solos. Rio de Janeiro, RJ 1995.
- ABNT _____. **NBR 6508**. Solo, Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, RJ 1984.
- ABNT _____. **NBR 7180**. Limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 3p. 1984.
- ABNT _____. **NBR 7181**. Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 13p. 1984
- ABNT _____. **NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 9p. 1986.
- AITCHISON, G. C. The quantitative description of the stress-deformation behaviour of expansive soil. 1973. **Proceedings. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils**, Haifa, v. 2, p. 79-82. 1973.
- AUBERTIN, M.; MBONIMPA, M.; BUSSIÉRE, B.; CHAPUIS, R. P. A model to predict the water retention curve from basic geotechnical properties. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, p. 1104–1122, 1973.
- AUNG, K. K.; RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; TOLL, D. G. Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for unsaturated residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v.19, p. 401-416, 2001.
- BISHOP, A. W. **The principle of effective stress**. Teknisk Ukeblad, 1959, v. 39, p. 859-863.
- BORGES, C. R.; GITIRANA JR, G. F. N.; VARGAS, C. A. L.; GUIMARÃES, R. C. **Estudo de um perfil de solo tropical de Aparecida de Goiânia**. 2009. In: I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Centro-Oeste, Goiânia-GO.
- BROOKS, R.H; COREY, A.T. **Hydraulic properties of porous media**. 1964. Hydrology. Paper No. 3, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 27.
- BULUT, R.; LEONG, E. C. Indirect Measurement of Suction. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2007.
- CARVALHO, E. T. L. **Avaliação de Elementos de Infiltração de Águas Pluviais na Zona Norte da Cidade de Goiânia**. 2008. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Goiás PPGECON, Goiânia.
- CLEMEN, R.T. **Making Hard Decisions**. 1996. Duxbury Press, U.S. 664p.

COMDATA – Cia de Processamento de Dados do Município de Goiânia. MUBDG – Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia. CD-RO Profissional Versão 13 – Parte integrante do SIGGO V13. Prefeitura de Goiânia. 2001.

CRONEY, D; COLEMAN , J. D.; BLACK, W.P.M. **Movement and Distribution of water in Soil in relation to highway design and performance**. Water and its conduction in soils. 1958. Highway Research Board, Special Report N. 40, p. 226-252.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral**. Tese de doutorado. Porto Alegre, RS: PPGEC/UFRGS, 2007, 320p.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W.Y.Y.; BICA, A.V.D. **Determination of the soil water characteristic curve of undisturbed colluviums soils**. In: International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, EXPERUS 2005, Trento (Itália), Proceedings..., v1, p. 345-349, 2005.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variable for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, 1977. ASCE, v. 103, p. 447-466.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soil**. John Wiley & Sons, Inc. New York, USA, 1993, 517p.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; XING, A.; HUANG, S. **Predicting the permeability function for unsaturated soils using soil-water characteristic**. Canadian Geotechnical Journal, v.31 n.3, p.533-546, 1994.

FREDLUND, M. D.; FREDLUND, D. G.; WILSON, G. W. **Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties**. Terceiro Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, Brasil. 1997.

FREDLUND, M. D.; WILSON, G. W.; FREDLUND, D. G. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, p. 1103–1117, 2002.

GARDNER, W.R. **Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data**. Soil Science Society of America, v. 20(3), p. 317-320, 1956.

GITIRANA Jr, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-water characteristic curve equation with independent properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 130, No. 2, p. 209-212, 2004.

GITIRANA JR, G.F.N.; FREDLUND, D.G. **Transient embankment stability analysis using dynamic programming**. Proceedings of the 56th Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, MB, Canada. 1: 808-814, 2003a

GITIRANA, G. F. N. JR. **Weather-Related Geo-Hazard Assessment Model for Railway Embankment Stability**. PhD Thesis, Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatchewan Canada. 2005.

HOLMAN-DODDS, J. K.; BRADLEY, A. A.; POTTER, K. W. Evaluation of hydrologic benefits of infiltration based urban storm water management. **Journal of the American Water Resources Association**. p. 205-215, 2003.

IBGE, INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Estimativa da população para o ano de 2008**. www.ibge.gov.br. Página acessada em 18 de fevereiro de 2009.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure**. In: 6th Regional Conference For Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975.

JENNINGS, J.E. **A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils**, in Pore Pressure and Suction in Soils Conference, London, p. 26-30, 1961.

KOSUGI, K. **Three parameters lognormal distribution model for soil water retention**. Water Resour. Res., Washington, v. 30, p.891-901, 1994.

LAM, L; FREDLUND, D.G; BARBOUR, S.L. Transient seepage model for saturated unsaturated soil systems: a geotechnical engineering approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 24, p. 565-280, 1987.

LAMBE, T. W. **Soil Testing of Engineers**. John Wiley e Sons. New York, 1960. 165p.

LEONG, E.C.; HE.; L.; RAHARDJO, H. Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. **Journal Geotechnical Testing**, v. 25, No. 3, 2002.

MORETON, L.C. **Estratigrafia**. Moreton, L.C. (org.) Programa de levantamentos Geológicos Básicos do Brasil: Goiânia – Folha SE.22-X-B-IV. Estado de Goiás. DNPM/CPRM, Brasília, DF, 1994, 124 p.

MUALEM, Y. **A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media**. Water Resour Res., Washington, v. 12, p.513-522, 1976.

NAGEM, F. R. M. **Avaliação econômica dos prejuízos causados pelas cheias urbanas**. COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil. Rio de Janeiro. 2008. 114p.

OLIVEIRA, D.R. **Análise da Interação Solo-Atmosfera durante a Secagem para a Argila Porosa de Brasília**. 2003. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. 168p. 2003.

REIS, R. P. A.; OLIVEIRA, L. H.; SALES, M. M. **Sistemas de drenagem na fonte por poços de infiltração de águas pluviais**. Ambiente construído, Porto Alegre, 2008. v. 8, n. 2, p. 99 – 117.

RICHARDS, L.A. A soil salinity sensor of improved design. **Soil Science Society of America Proceeding**, v. 30, p. 333 – 337, 1966.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Geotechnique**, v. 43, n. 2, p. 321-324, 1993.

RODRIGUES, J. M. **Dinâmica populacional de Goiânia: o crescimento das regiões na década de 1990.** IPPUR/UFRJ. Disponível em: <http://www.seplan.go.gov.br/sepin/pub/conj/conj8/05.htm> página visitada em 13 de fevereiro de 2009.

SILLERS, W. S.; FREDLUND, D. G.; ZAKERZADEH, N. Mathematical attributes of some soil-water characteristic curve models. **Geotechnical and Geological Engineering**, v.19, p. 243-283, 2001.

SINGH, D. N.; KURIYAN, S. J. Estimation of unsaturated hydraulic conductivity using soils suction measurements obtained by an insertion tensiometer. **Canadian Geotechnical Journal**, v.40, p. 476–483, 2003.

TANI, M. **The properties of a water-table rise produced by a one-dimensional, vertical, unsaturated flow.** J. Jap. For. Soc., Tokyo, v. 64, p.409-418, 1982.

TUCCI, C. E. M. **Drenagem Urbana.** Ciência e Cultura. v. 55. N. 4. São Paulo. 2003.

VAN GENUCHTEN, M. TH. **A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity unsaturated soils.** Soil Science of America Journal, v.44, p. 892-898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; LOBBEZOO, J. P. **A normalized function for predicting the coefficient permeability of unsaturated soils.** In: Proceedings of the Third International Conference On Unsaturated Soils – Brazil. v. 2, p. 839-844, 2002.

WANG, X.; BENSON, C. H. Leak-Free pressure plate extractor for measuring the soil water characteristic curve. **Geotechnical Testing Journal**, v. 27, n. 2, 2004.

WILLIAMS, P. J. The surface of the earth, an introduction to geotechnical science. 1982. In: FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water chacteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 521–532, 1994.