

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**MODELAGEM ANALÍTICA TRANSIENTE DO COMPORTAMENTO
OBSERVADO EM MODELO FÍSICO REDUZIDO DE TALUDE SOB EVENTO DE
FALHA INDUZIDO POR PRECIPITAÇÃO ARTIFICIAL**

YARA CAROLINA MARTINS

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-405/2024

BRASÍLIA/DF: ABRIL/2024

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

**MODELAGEM ANALÍTICA TRANSIENTE DO COMPORTAMENTO
OBSERVADO EM MODELO FÍSICO REDUZIDO DE TALUDE SOB EVENTO DE
FALHA INDUZIDO POR PRECIPITAÇÃO ARTIFICIAL**

YARA CAROLINA MARTINS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE**

APROVADA POR:

**PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**PROF. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. SANDRO LEMOS MACHADO, DSc (UFBA)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 15 DE ABRIL DE 2024.

DEDICATÓRIA

Aos meus Amores...

AGRADECIMENTOS

“Palavras são, na minha humilde opinião, nossa inesgotável fonte de magia” – Prof. Albus Dumbledore.

À Deus, agradeço por guiar meus passos e iluminar meu caminho ao longo desta jornada acadêmica. Obrigada pelos momentos de inspiração que impulsionaram meu crescimento e aprendizado.

Ao Ví, meu parceiro dedicado e incentivador incansável, agradeço por seu amor, compreensão e paciência. Sua presença constante e apoio emocional foram essenciais para superar os desafios e celebrar as vitórias desta jornada. Obrigada por me fazer subir cada degrau!

Ao Prof. André Brasil, pela orientação valiosa, paciência e apoio constante ao longo deste processo. Sou profundamente grata pela oportunidade de aprender com sua vasta experiência. Que você continue inspirando novas gerações de pesquisadores!

À querida Ana Paola, agradeço por todo suporte e pelo tempo dedicado a mim e à minha pesquisa. Obrigada por ter sido a base!

À minha família, que sempre esteve ao meu lado, oferecendo amor, apoio e compreensão. Obrigada por terem entendido todas as minhas ausências durante essa fase.

Aos meus cachorros, Alfa, Lua e Sol, companheiros leais e fontes inesgotáveis de alegria, agradeço por encherem meus dias de amor e de momentos de descontração. Suas patinhas e latidos foram a terapia que renovou minhas energias nos momentos mais intensos.

À Walm BH Engenharia, nas pessoas de Luciana Menezes, Luciana Villefort e Sérgio Freitas, agradeço pela compreensão, flexibilidade e apoio oferecidos ao longo deste período acadêmico. Lu, agradeço em especial a você, por todo incentivo e por sempre impulsionar meu crescimento profissional e acadêmico! Você é um exemplo para mim!

Aos meus queridos amigos e colegas que compartilharam risadas e conselhos, agradeço por serem pilares de suporte emocional. Suas palavras de estímulo foram como um bálsamo nos momentos desafiadores.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, expresso meu agradecimento por terem confiado em mim e nas minhas habilidades desde o momento em que fui admitida no curso de mestrado. Estendo meus agradecimentos a todos os professores que contribuíram para a minha trajetória acadêmica ao longo da vida.

Ao grupo GEOFLUXO, por todo o acolhimento e disponibilidade.

Agradeço também aos membros da banca examinadora, Prof. André Assis e Prof. Sandro Lemos, por dedicarem seu tempo e expertise na avaliação deste trabalho. Suas sugestões e críticas construtivas foram essenciais para a melhoria da qualidade desta dissertação.

**MODELAGEM ANALÍTICA TRANSIENTE DO COMPORTAMENTO
OBSERVADO EM MODELO FÍSICO REDUZIDO DE TALUDE SOB EVENTO DE
FALHA INDUZIDO POR PRECIPITAÇÃO ARTIFICIAL**

RESUMO

A interação entre a dinâmica do solo e a atmosfera representa um desafio significativo e uma área de interesse crescente na engenharia geotécnica. A presente dissertação foca na modelagem do comportamento de taludes não saturados sujeitos a eventos de precipitação intensa, explorando a aplicabilidade de modelos analíticos. A base teórica inclui a Lei de Darcy e a Equação de Richards, complementada por avanços recentes na modelagem de fluxos em solos não saturados. O estudo avalia a precisão desses modelos em prever o comportamento transiente de taludes não saturados, validando as previsões com dados experimentais obtidos de modelo reduzido de talude. Este processo envolve a compreensão de como as variações na energia interna dos fluidos, a condutividade hidráulica e a curva de retenção de água no solo influenciam a movimentação da água e, conseqüentemente, a estabilidade dos taludes. A dissertação explora a aplicação da abordagem probabilística para avaliar a estabilidade de taludes não saturados, empregando o Método de Estimativas Pontuais de Rosenblueth (PEM) implementado no “software” Wolfram Mathematica. A análise foca na determinação da probabilidade de falha transiente e no índice de confiabilidade, incorporando variáveis aleatórias como o peso específico seco, a condutividade hidráulica, o parâmetro de ajuste hidráulico e o ângulo de atrito efetivo do solo. Foram realizadas 16 simulações, considerando as variáveis aleatórias e suas distribuições para estimar o fator de segurança sob diferentes condições de precipitação e umidade, calculando a probabilidade de falha para diferentes ensaios e profundidades. Esta metodologia permitiu identificar momentos críticos de aumento da probabilidade de falha, enfatizando a importância das condições iniciais de umidade e os efeitos das chuvas antecedentes.

**TRANSIENT ANALYTICAL MODELING OF THE OBSERVED BEHAVIOR IN A
SCALED-DOWN PHYSICAL SLOPE MODEL UNDER FAILURE EVENT INDUCED
BY ARTIFICIAL PRECIPITATION**

ABSTRACT

The interaction between soil dynamics and the atmosphere represents a significant challenge and an area of increasing interest in geotechnical engineering. This dissertation focuses on modeling the behavior of unsaturated slopes subjected to intense precipitation events, exploring the applicability of analytical models. The theoretical foundation includes Darcy's Law and the Richards Equation, supplemented by recent advances in modeling flows in unsaturated soils. The study assesses the accuracy of these models in predicting the transient behavior of unsaturated slopes, validating the predictions with experimental data obtained from a scaled model of a slope. This process involves understanding how variations in the internal energy of fluids, hydraulic conductivity, and the soil-water retention curve influence water movement and, consequently, the stability of slopes. The dissertation explores the application of a probabilistic approach to assess the stability of unsaturated slopes, employing the Rosenblueth Point Estimate Method (PEM) implemented in the Wolfram Mathematica software. The analysis focuses on determining the transient failure probability and the reliability index, incorporating random variables such as dry unit weight, hydraulic conductivity, the hydraulic adjustment parameter, and the soil's effective friction angle. Sixteen simulations were conducted, considering the random variables and their distributions to estimate the safety factor under various precipitation and humidity conditions, calculating the failure probability for different tests and depths. This methodology allowed for identifying critical moments of increased failure probability, emphasizing the importance of initial moisture conditions and the effects of preceding rainfall.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Estrutura da dissertação	3
2	DINÂMICA SOLO-ATMOSFERA: PERSPECTIVAS EM MODELAGEM E ENGENHARIA GEOTÉCNICA	4
2.1	Dinâmicas da umidade do solo e respostas às variações climáticas.....	4
2.1.1	Infiltração e percolação no ciclo hidrológico.....	6
2.1.2	Interconexões hidromecânicas em solos não saturados	10
2.2	Modelagem do fluxo de água em solos não saturados	15
2.2.1	Abordagem analítica da Equação de Richards.....	20
2.2.2	Função de condutividade hidráulica e curva de retenção de água no solo.....	24
3	ESTABILIDADE E PROBABILIDADE DE TALUDES COM BASE NA MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS.....	31
3.1	Variáveis de estado de tensão e resistência ao cisalhamento em condições não saturadas.....	32
3.2	Estabilidade de taludes em condições não saturadas.....	36
3.3	Análise de confiabilidade e métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes	40
3.3.1	Método de Estimativas Pontuais (PEM)	45
3.3.2	Limiares de probabilidade de falha e de índice de confiabilidade	48
4	METODOLOGIA	51
4.1	Ensaio realizado no Equipamento de Simulação (Dantas, 2024).....	51
4.2	Etapa 1: Modelagem e análise do fluxo na fronteira solo-atmosfera	57
4.3	Etapa 2: Análise determinística da estabilidade	58
4.4	Etapa 3: Análise probabilística da estabilidade	59

5	APLICAÇÃO DO MODELO ANALÍTICO E ANÁLISE DOS RESULTADOS FUNDAMENTADOS NOS DADOS EXPERIMENTAIS	60
5.1	Caracterização geotécnica da areia utilizada	60
5.2	Propriedades físicas da areia utilizada.....	61
5.2.1	Definição dos parâmetros de resistência	62
5.3	Monitoramento de umidade e sucção durante os ensaios de chuveiramento	64
5.4	Modelagem e análise do fluxo.....	69
5.4.1	Calibração inicial do parâmetro de ajuste hidráulico (δ)	70
5.4.2	Refinamento da análise: avaliação de parâmetros de ajuste por profundidade..	71
5.4.3	Ajuste médio para valores de parâmetros em função da profundidade.....	80
5.5	Análise determinística da estabilidade	83
5.5.1	Implementação do modelo analítico para cálculo do fator de segurança determinístico transiente	84
5.5.2	Análises paramétricas do fator de segurança transiente.....	88
5.6	Análise probabilística da estabilidade	91
5.6.1	Variabilidade geotécnica e coeficientes de variação.....	91
5.6.2	Probabilidade de falha e evolução temporal da estabilidade.....	92
6	CONCLUSÕES.....	100
6.1	Recomendações para futuras pesquisas	102
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Valores de coeficientes de variação típicos (adaptado de Silva, 2018 e Souza, 2018).	43
Tabela 3.2: Índice de confiabilidade e probabilidade de falha admissíveis conforme USACE (adaptado de Mascarenhas, 2022).	49
Tabela 3.3: Limiares de índice de confiabilidade e probabilidade de falha definidos por vários autores (adaptado de Silva, 2018).	50
Tabela 4.1: Propriedades gerais da areia utilizada no ensaio (adaptado de Dantas, 2024).	53
Tabela 4.2: Variáveis de tempo e intensidade de chuveiramento aplicadas nos ensaios realizados.....	56
Tabela 5.1: Amplitude de variação do teor de umidade nos ensaios realizados.	68
Tabela 5.2: Relação entre a intensidade de precipitação aplicada em cada ensaio e as devidas velocidades de descarga de água admitidas e condutividades hidráulicas ajustadas para cada profundidade.....	73
Tabela 5.3: Máximos teores de umidade volumétricas alcançados pelo solo em cada profundidade ensaiada e condutividades hidráulicas ajustadas.....	78
Tabela 5.4: Valores médios de parâmetro de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica ajustados para cada profundidade ensaiada.....	81
Tabela 5.5: Coeficientes de variação adotados no presente estudo.....	92
Tabela 5.6: Valores médios (μ), desvios padrão (σ) e variáveis X_i^- e X_i^+	93
Tabela 5.7: Média, variância, desvio padrão e coeficiente de variação da função de desempenho, $FS(z,t)$, para cada ensaio e profundidade monitorada, no instante final de aplicação de chuva.	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema ilustrativo do ciclo hidrológico (TUCCI, 2004).....	7
Figura 2.2: Relação existente entre as taxas de precipitação, de infiltração e de escoamento superficial.....	9
Figura 2.3: Representação da estrutura do solo. a) Solo seco – Fase ar-solo; b) Solo não saturado – Fase água-ar-solo; e c) Solo saturado – Fase água-solo.....	11
Figura 2.4: Variação da poropressão no perfil do solo.	11
Figura 2.5: Volume elementar representativo de solo.....	18
Figura 2.6: Condições de contorno e condição inicial para uma coluna de solo semi-infinita.....	22
Figura 2.7: Exemplo de função de condutividade hidráulica não saturada do solo.	25
Figura 2.8: Exemplo de trajetórias de curva de retenção de água no solo.	26
Figura 2.9: Exemplo ilustrativo da histerese na SRWC.....	27
Figura 3.1: Gráfico ilustrativo das envoltórias de resistência.	34
Figura 3.2: Corpo livre considerado para a análise do método do talude infinito.	37
Figura 3.3: Esquema de forças no corpo livre com sobrecarga.	40
Figura 3.4: Curva de massa específica de probabilidade de S e R	42
Figura 3.5: Ilustrativo do número de combinações possíveis para a função de desempenho a partir da quantidade de variáveis aleatórias.	47
Figura 4.1: Esquema metodológico no qual se baseia o desenvolvimento da presente dissertação.	51
Figura 4.2: Esquema ilustrativo do Equipamento de Simulação para indução de eventos de falha em taludes (Dantas, 2024).....	52
Figura 4.3: Equipamento de Simulação com o modelo reduzido de talude construído (Dantas, 2024).....	53
Figura 4.4: Esquema ilustrativo dos blocos e camadas de montagem do modelo físico de talude (adaptado de Dantas, 2024).....	55
Figura 4.5: Esquema representativo da composição da chuva artificial aplicada no 1º Ensaio.	55

Figura 5.1: Curva granulométrica da areia utilizada no ensaio em conformidade com a NBR 7.181 (ABNT, 2016).	61
Figura 5.2: Tensão cisalhante “versus” deslocamento horizontal para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.	62
Figura 5.3: Deslocamento vertical “versus” deslocamento horizontal para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.	62
Figura 5.4: Tensão normal “versus” tensão cisalhante para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.	63
Figura 5.5: Ensaio 1 (30/05): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.	64
Figura 5.6: Ensaio 2 (31/05): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.	65
Figura 5.7: Ensaio 3 – P1 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.	65
Figura 5.8: Ensaio 3 – P2 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.	66
Figura 5.9: Ensaio 3 – P3 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.	66
Figura 5.10: Comparação entre os pontos experimentais e a SRWC obtida analiticamente por meio do parâmetro de ajuste hidráulico inicial médio do modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017).	71
Figura 5.11: Ensaio 2 (31/05) com base no par $\delta = 0,13 \text{ kPa}^{-1}$ e $k_s = 10^{-4} \text{ m/s}$: (a) ajuste do perfil de umidade para $z = 6 \text{ cm}$; (b) ajuste do perfil de umidade para $z = 14 \text{ cm}$; e (c) ajuste do perfil de umidade para $z = 22 \text{ cm}$	72

Figura 5.12: Ensaio 1 (30/05) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.....	74
Figura 5.13: Ensaio 2 (31/05) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.....	75
Figura 5.14: Ensaio 3 – P1 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.	75
Figura 5.15: Ensaio 3 – P2 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.	76
Figura 5.16: Ensaio 3 – P3 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.	76
Figura 5.17: SRWC obtidas analiticamente por meio do parâmetro de ajuste hidráulico refinado individualmente.....	79
Figura 5.18: SRWC – ajuste individual: (a) $z = 6$ cm; (b) $z = 14$ cm; e (c) $z = 22$ cm.....	80
Figura 5.19: Ajuste do perfil de umidade para $z = 6$ cm – Valores médios de $\delta = 0,045 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 5,8 \times 10^{-6} \text{ m/s}$	82
Figura 5.20: Ajuste do perfil de umidade para $z = 14$ cm – Valores médios de $\delta = 0,030 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 1,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	82
Figura 5.21: Ajuste do perfil de umidade para $z = 22$ cm – Valores médios de $\delta = 0,008 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 2,9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	83
Figura 5.22: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 1 (30/05): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.....	85
Figura 5.23: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 2 (31/05): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.....	85
Figura 5.24: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 3 – P1 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.....	86

Figura 5.25: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 3 – P2 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.....	86
Figura 5.26: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para Ensaio 3 – P3 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.....	86
Figura 5.27: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação do ângulo de atrito efetivo do solo: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.	88
Figura 5.28: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação do peso específico seco do solo: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.....	89
Figura 5.29: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação da inclinação do talude: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.....	90
Figura 5.30: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação da velocidade de descarga de água: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm....	90
Figura 5.31: Frequência relativa do FS para o instante final de aplicação de chuva: (a) ensaio 1 (30/05), $t = 40$ min; (b) ensaio 2 (31/05), $t = 75$ min; (c) ensaio 3 – P1 (16/06), $t = 42$ min; (d) ensaio 3 – P2 (16/06), $t = 42$ min e; (e) ensaio 3 – P3 (16/06), $t = 90$ min.....	95
Figura 5.32: Frequência relativa do FS para o momento de instabilidade de cada profundidade monitorada, conforme verificado na análise de estabilidade determinística.....	96
Figura 5.33. CDF do FS para $t = 33$ min (momento da instabilidade).....	97
Figura 5.34: Probabilidade de falha transiente: (a) ensaio 1 (30/05); (b) ensaio 2 (31/05); (c) ensaio 3 – P1 (16/06); (d) ensaio 3 – P2 (16/06) e; (e) ensaio 3 – P3 (16/06).	98

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

Operadores

∇ Divergente

Siglas

CDF	“Cumulative Distribution Function” – Função de distribuição acumulada
FMP	Função massa de probabilidade
FOSM	“First-Order, Second Moment” – Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância
FS	Fator de segurança
FS _{crit}	Fator de segurança crítico
MMC	Método de Monte Carlo
PEM	Point Estimate Method – Método dos Pontos de Estimativa de Rosenblueth
PDF	“Probability Density Function” – Função de densidade de probabilidade
SWRC	“Soil Water Retention Curve” – Curva de retenção de água no solo

Símbolos

a	Parâmetro de ajuste de Costa (2022)	-
a_s	Fluxo advectivo não saturado	[LT ⁻¹]
\bar{a}_s	Componente do fluxo advectivo não saturado	[LT ⁻¹]
b	Parâmetro de ajuste de Costa (2022)	-
c'	Coesão efetiva	[ML ⁻¹ T ⁻²]
CV	Coefficiente de variação	-
C_u	Coefficiente de uniformidade	-
C_c	Coefficiente de curvatura	-
d	Espessura da massa deslizando, ortogonal à camada superficial	[L]
D_z	Difusividade não saturada ao longo do eixo z	[L ² T ⁻¹]

\bar{D}_z	Componente da difusividade não saturada ao longo do eixo z	$[L^2T^{-1}]$
D_{10}	Diâmetro correspondente ao teor de 10% passante	$[L]$
D_{30}	Diâmetro correspondente ao teor de 30% passante	$[L]$
D_{50}	Diâmetro correspondente ao teor de 50% passante	$[L]$
D_{60}	Diâmetro correspondente ao teor de 60% passante	$[L]$
e	Índice de vazios	[adimensional]
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo	[adimensional]
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo	[adimensional]
$erfc$	Função de erro complementar	-
E_S	Escoamento superficial	$[LT^{-1}]$
E_T	Evapotranspiração	$[LT^{-1}]$
g	Aceleração da gravidade	$[LT^{-2}]$
G_s	Massa específica relativa dos grãos	-
i	Gradiente hidráulico	$[L/L]$
I_{INF}	Taxa de infiltração	$[LT^{-1}]$
I_V	Interceptação pela vegetação	$[LT^{-1}]$
k_s	Condutividade hidráulica saturada do solo	$[LT^{-1}]$
k_z	Condutividade hidráulica não saturada ao longo do eixo z	$[LT^{-1}]$
$k(\psi)$	Função da condutividade hidráulica não saturada	$[LT^{-1}]$
L	Distância	$[L]$
n	Porosidade	[adimensional]
N	Força normal	$[MLT^{-2}]$
N	Número de variáveis aleatórias de entrada na função	-
p_f	Probabilidade de falha	[adimensional]
$p_{f adm}$	Probabilidade de falha admissível	[adimensional]
$p_{f cr}$	Probabilidade de falha crítica	[adimensional]
p_{ij}	Coefficiente de correlação entre as variáveis X_i e X_j	[adimensional]
P	Intensidade de precipitação	$[LT^{-1}]$
P	Força de empuxo	$[MLT^{-2}]$
P_i^-	Peso aplicado à variável aleatória de nível inferior	-
P_i^+	Peso aplicado à variável aleatória de nível superior	-
q	Sobrecarga uniforme na superfície do talude	$[ML^{-1}T^{-2}]$
q	Velocidade específica do fluxo	$[LT^{-1}]$
R	Parâmetros de resistência	-
S	Parâmetros de sollicitação	-
S	Saturação do solo	[adimensional]

S_e	Saturação efetiva do solo	[adimensional]
S_r	Saturação residual do solo	[adimensional]
t	Tempo	[T]
T	Força cisalhante	[MLT ⁻²]
u_a	Pressão do ar nos poros do solo	[ML ⁻¹ T ⁻²]
u_w	Pressão da água nos poros do solo (poropressão)	[ML ⁻¹ T ⁻²]
v	Velocidade	[LT ⁻¹]
v_0	Velocidade de descarga de água	[LT ⁻¹]
$v_{0,máx}$	Velocidade máxima de descarga de água	[LT ⁻¹]
W	Força peso	[MLT ⁻²]
W_x	Componente da força peso ao longo do plano de deslizamento	[MLT ⁻²]
W_y	Componente da força peso perpendicular ao plano de deslizamento	[MLT ⁻²]
X_i	Variável aleatória de entrada	-
X_i^-	Variável aleatória de nível inferior	-
X_i^+	Variável aleatória de nível superior	-
z	Energia potencial gravitacional	[L]
z	Espessura	[L]
z_w	Profundidade do lençol freático	[L]

Símbolos gregos

α	Ângulo de inclinação do talude	[°]
β	Índice de confiabilidade	[adimensional]
δ	Parâmetro de ajuste hidráulico	[adimensional]
$\Delta\phi$	Diferença de carga hidráulica entre dois pontos	[L]
$\Delta\Phi$	Diferença de potencial hidráulico entre dois pontos	[L]
ϕ	Carga hidráulica	[L]
ϕ^b	Ângulo de atrito associado à variação da sucção	[°]
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo	[°]
Φ	Potencial total ou potencial hidráulico	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_{cin}	Potencial devido à energia cinética	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_m	Potencial mátrico	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_o	Potencial osmótico	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_p	Potencial de pressão	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_{temp}	Potencial térmico	[ML ⁻¹ T ⁻²]
Φ_z	Potencial de posição ou gravitacional	[ML ⁻¹ T ⁻²]

γ_d	Peso específico seco	$[LM^{-2}T^{-2}]$
γ_{nat}	Peso específico natural	$[LM^{-2}T^{-2}]$
γ_w	Peso específico da água	$[LM^{-2}T^{-2}]$
μ	Média	-
ξ	Parâmetro de ajuste associado ao histórico de tensões	[adimensional]
θ	Teor de umidade volumétrica	$[L^3L^{-3}]$
θ_i	Teor de umidade volumétrica inicial	$[L^3L^{-3}]$
θ_r	Teor de umidade volumétrica residual	$[L^3L^{-3}]$
θ_s	Teor de umidade volumétrica saturada	$[L^3L^{-3}]$
ρ_d	Massa específica aparente seca	$[ML^{-3}]$
ρ_n	Massa específica natural	$[ML^{-3}]$
ρ_w	Massa específica da água	$[ML^{-3}]$
σ	Tensão total	$[ML^{-1}T^{-2}]$
σ	Desvio padrão	-
σ_n	Tensão normal líquida	$[ML^{-1}T^{-2}]$
σ^2	Variância	-
σ'	Tensão efetiva	$[ML^{-1}T^{-2}]$
τ	Resistência ao cisalhamento	$[ML^{-1}T^{-2}]$
χ	Parâmetro de resistência não saturada de Bishop	[adimensional]
ψ	Sucção total	$[ML^{-1}T^{-2}]$
ψ_{ar}	Sucção ou pressão de entrada de ar	$[ML^{-1}T^{-2}]$
ψ_m	Sucção mátrica	$[ML^{-1}T^{-2}]$

1 INTRODUÇÃO

No Brasil uma das áreas mais afetadas com os prejuízos decorrentes de escorregamentos de taludes é a região serrana do Rio de Janeiro. Em 2011, deslizamentos nessa região deixaram mais de 900 mortos e 35 mil pessoas desabrigadas, tendo sido considerado o maior desastre natural da história do Brasil até então. Em apenas três horas, o volume precipitado ultrapassou a expectativa mensal para a região, provocando deslizamentos e enchentes. Mais recentemente, em janeiro de 2022, novos eventos de falha ocorridos em Petrópolis resultaram em mais de 100 mortes e em um elevado prejuízo econômico para a cidade.

Segundo Parizzi et al. (2010), no Brasil os escorregamentos de encostas são o tipo de acidente de origem geológica-geotécnica mais comum, principalmente no período chuvoso em que o solo e o maciço rochoso encontram-se com elevado grau de saturação e perdem parte, ou mesmo a totalidade, de sua capacidade de suporte em algumas regiões. Nas grandes cidades urbanas, tais tipos de movimentos de massa ocorrem com frequência devido, principalmente, às ocupações desordenadas e aceleradas em áreas íngremes e acidentadas onde a urbanização é desfavorável. No entanto, existem casos de escorregamentos em áreas não consideradas de risco, cujas edificações possuem médio a elevado padrão construtivo, o que contribui para enfatizar que, além das atividades desordenadas de ocupação, os terrenos também apresentam susceptibilidade natural ao processo (Parizzi et al., 2010). Outra variável é a quantidade de chuva, que vez por outra excede os critérios de projeto de engenharia.

A relação entre a dinâmica do solo e a atmosfera tem sido um tema de crescente interesse na engenharia geotécnica, especialmente diante do contexto atual de mudanças climáticas globais. A compreensão dessas interações é fundamental para prever e mitigar os impactos geotécnicos adversos resultantes de eventos extremos climáticos, como inundações, secas e deslizamentos. Essa preocupação é amplificada pela observação de que as alterações climáticas estão intensificando a frequência e magnitude desses eventos, afetando diretamente a estabilidade de estruturas geotécnicas e a segurança das infraestruturas (IPCC, 2014; NOAA, 2021).

A precipitação desempenha papel importante na intensificação dos movimentos de massa, uma vez que a infiltração da água de chuva interage com os parâmetros e propriedades do solo, influenciando na dinâmica e nas condições de contorno do fluxo que, por sua vez, são essenciais para o comportamento e o desempenho mecânico dos taludes (Luíz et al., 2012; e Silva Júnior, 2015). A investigação da resposta do solo às variações climáticas envolve,

portanto, uma análise detalhada dos processos de infiltração e percolação de água, essenciais para entender as mudanças na umidade do solo e suas consequências na resistência e comportamento dos materiais geotécnicos. Estudos como os de Horton (1940) e Bear (1979) destacam a importância do entendimento desses processos para a modelagem eficaz do comportamento do solo sob diferentes condições climáticas.

Nesse contexto, emerge a necessidade de avaliar a precisão de modelos analíticos, especialmente no que tange à modelagem do comportamento transiente de taludes não saturados durante eventos de chuvas intensas e de curta duração. Essa abordagem é fundamentada na integração de teorias estabelecidas, como a Lei de Darcy (1856) e a Equação de Richards (1931), com inovações recentes na modelagem de fluxo em solos não saturados, exemplificadas pelo modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). A validação é proposta por meio da observação de mecanismos desencadeadores de movimentos de massa em modelos experimentais reduzidos, permitindo uma compreensão aprofundada dos processos de infiltração e suas consequências geotécnicas.

1.1 Objetivos

Nesta dissertação de mestrado pretende-se investigar a interação entre a dinâmica do solo e a atmosfera, com especial atenção à modelagem do comportamento de taludes não saturados expostos a eventos de precipitação, bem como avaliar a compatibilidade entre a resposta experimental e a analítica, obtida por meio de dados de monitoramento em tempo real de uma falha não saturada e transiente em um modelo reduzido de talude. Desta forma, a partir deste objetivo geral, são objetivos específicos da dissertação:

1. Avaliar a aplicabilidade e precisão de modelos analíticos na previsão do comportamento transiente de taludes não saturados durante eventos de precipitação intensa e de curta duração;
2. Modelar matematicamente o comportamento transiente observado no modelo reduzido, com as teorias relacionadas ao fluxo e à estabilidade, e correlacionar o resultado obtido com as respostas dos sensores do talude instrumentado;
3. Validar a previsibilidade da ruptura de taludes em modelo analítico de probabilidade de falha, bem como o sistema de instrumentação utilizado no monitoramento; e
4. Avaliar a tendência de comportamento das propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas do modelo reduzido sob uma perspectiva teórica e analítica.

1.2 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está dividida em seis capítulos para melhor entendimento da finalidade a que se destina.

No Capítulo 1 é apresentada uma breve introdução ao tema, abordando a relevância do estudo e a relação da modelagem analítica transiente de solos não saturados com a compreensão da interação entre o solo e a atmosfera, especialmente devido às variações climáticas, para o entendimento da falha em taludes. São, ainda, apresentados os objetivos gerais e específicos que motivaram o desenvolvimento do estudo.

O Capítulo 2 aprofunda-se na dinâmica da interação solo-atmosfera, enfocando como as variações no clima afetam diretamente a umidade do solo e, por extensão, a estabilidade dos taludes. Este capítulo examina os processos físicos e mecânicos subjacentes que regem o fluxo de água no solo e como esses processos são influenciados por fatores climáticos externos, como precipitação e evaporação.

O Capítulo 3 discute a estabilidade de taludes, introduzindo uma abordagem detalhada para avaliação em condições não saturadas. Este capítulo apresenta métodos probabilísticos e aplicados à estabilidade de taludes, com enfoque para o Método de Estimativas Pontuais, oferecendo um quadro para entender como as incertezas nas propriedades do solo e nas condições hidrológicas afetam os resultados.

No Capítulo 4 são apresentadas as fases da pesquisa, bem como a metodologia e os materiais empregados, desde a coleta e a interpretação dos dados até a modelagem probabilística não saturada e transiente.

O Capítulo 5 apresenta a aplicação do modelo analítico proposto, integrando os dados coletados e a metodologia descrita anteriormente para analisar o comportamento de taludes sob condições de precipitação artificial. Este capítulo detalha os resultados obtidos e a interpretação desses resultados, incluindo análises de estabilidade determinística e probabilística.

O Capítulo 6 destaca as principais conclusões da pesquisa, ressaltando a importância da modelagem analítica transiente para entender a estabilidade de taludes sob eventos de precipitação. Discute implicações práticas das análises determinísticas e probabilísticas na previsão de falhas e propõe recomendações para futuras pesquisas, considerando as limitações encontradas durante o estudo.

2 DINÂMICA SOLO-ATMOSFERA: PERSPECTIVAS EM MODELAGEM E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

O presente capítulo objetiva descrever a interação solo-atmosfera dentro do contexto da engenharia geotécnica, especificamente na modelagem do comportamento do solo frente às variações climáticas. Inicialmente, é abordado como as alterações nos padrões de precipitação afetam a umidade do solo e suas consequências na estabilidade geotécnica.

A fundamentação teórica engloba a Lei de Darcy (1856), que descreve o fluxo de água através dos poros do solo, e a Equação da Continuidade, base para a conservação da massa. A Equação de Darcy-Buckingham (1907) estende a Lei de Darcy para solos não saturados, vinculando a condutividade hidráulica à sucção. Integrando esses conceitos, a Equação de Richards (1931) modela o fluxo em meios porosos não saturados, considerando a capacidade de armazenamento e a condutividade hidráulica variável do solo.

A discussão perpassa pela modelagem do fluxo de água em solos não saturados, com ênfase no modelo desenvolvido por Cavalcante & Zornberg (2017). Este modelo, que requer apenas um parâmetro de ajuste (δ), simplifica a análise do fluxo unidimensional não saturado e a previsão dos impactos geotécnicos decorrentes de eventos climáticos.

2.1 Dinâmicas da umidade do solo e respostas às variações climáticas

Mudanças climáticas referem-se a alterações significativas e duradouras nos padrões climáticos globais ou regionais que provocam variações significativas nos padrões de umidade do solo. O aumento da temperatura global acelera a evaporação da água do solo, enquanto alterações nos padrões de precipitação afetam a retenção de água, levando a condições de seca ou de saturação (Smith, 2019). As alterações nos padrões de precipitação e, conseqüentemente na umidade do solo, variando de intensas chuvas a períodos prolongados de seca, são cada vez mais comuns e têm implicações diretas na estabilidade geotécnica, na agricultura e nos ecossistemas naturais (IPCC, 2014).

As mudanças climáticas têm uma gama de consequências globais, afetando tanto os ambientes naturais quanto os antrópicos. Uma das consequências mais significativas é o aumento da frequência e intensidade de eventos climáticos extremos. Secas mais severas e prolongadas estão afetando regiões em todo o mundo, levando à escassez de água, perdas agrícolas e incêndios florestais (NOAA, 2021). Por outro lado, as inundações estão se tornando

mais comuns e devastadoras devido ao aumento das precipitações intensas e do nível do mar, resultando em danos significativos à infraestrutura, deslocamento de comunidades e perdas econômicas.

A geotecnia desempenha um papel fundamental na compreensão e mitigação dos impactos das mudanças climáticas, uma vez que está intrinsecamente ligada às propriedades do solo e às interações entre o solo e o ambiente. O aumento das temperaturas globais tende a aumentar a evaporação da água do solo, resultando em solos mais secos, o que pode afetar a capacidade de carga e a estabilidade de taludes. Alterações nos padrões de precipitação influenciam diretamente a hidratação ou desidratação dos solos, o que pode levar a problemas como compactação ou expansão. Estas condições alteradas do solo podem afetar a integridade das fundações e estruturas de engenharia, aumentando o risco de movimentos de massa. Além disso, a variabilidade na umidade do solo pode desafiar os padrões de projeto e construção existentes, exigindo adaptações para garantir a segurança e a eficácia das estruturas geotécnicas.

É essencial reconhecer a variabilidade das propriedades do solo, como a massa específica, a porosidade, a permeabilidade e a resistência, em diferentes ambientes geotécnicos, sendo fundamental o monitoramento dessas propriedades, uma vez que as mudanças climáticas podem afetar diretamente o comportamento do solo (AGU, 2019). A umidade do solo, por exemplo, é uma variável crítica que responde sensivelmente às variações climáticas. Além disso, o monitoramento contínuo das propriedades do solo desempenha um papel essencial na segurança de infraestruturas geotécnicas, como fundações de edifícios, barragens e túneis, uma vez que a capacidade do solo de suportar cargas está diretamente relacionada às suas propriedades.

Posto isso, tem-se que os taludes estão sujeitos a um ambiente em constante mudança, em função da variação climática. O entendimento dos processos e das causas associados a eventos de falha em taludes deve ser conduzido no sentido de caracterizar as mudanças que sucedem no solo, como a variação do teor de umidade e das poropressões intersticiais, em função da ocorrência de infiltração de água de chuva, fenômeno este que leva a alterações transitórias na estrutura e, conseqüentemente, na resistência do maciço. Destaca-se, portanto, a relevância dos conceitos hidrológicos para subsidiar as discussões sobre os processos pelos quais a água circula pelo meio físico até atingir o limite solo-atmosfera.

2.1.1 Infiltração e percolação no ciclo hidrológico

Inicialmente, faz-se importante compreender a diferença entre os processos de infiltração e de percolação. A infiltração é o processo pelo qual a água na superfície penetra no solo. Este processo é influenciado por vários fatores, incluindo a textura do solo, a estrutura, a porosidade, o teor de umidade inicial e a cobertura vegetal. A percolação, por outro lado, refere-se ao movimento da água através do solo, após a infiltração. Este processo ocorre uma vez que a água já penetrou a superfície e começa a se mover para baixo, através dos poros do solo e em direção ao lençol freático, em decorrência de um potencial hidráulico (Bear, 1979). A percolação é influenciada pela textura do solo, estrutura, gradiente hidráulico e pela presença de camadas impermeáveis no subsolo, sendo determinante na recarga de aquíferos e na manutenção do nível de água subterrânea.

Ambos os processos são interconectados, mas diferem na fase em que ocorrem e nas suas implicações. Enquanto a infiltração é o primeiro passo para a entrada de água no solo, a percolação é o processo subsequente de movimento dessa água através do solo.

O ciclo hidrológico é um conceito que descreve a movimentação e a distribuição da água na Terra, incluindo sua interação com o solo (Fig. 2.1). Este inicia-se com a precipitação, o que inclui chuva, neve ou granizo, e possui um impacto direto na umidade do solo, na infiltração de água e nos níveis de água subterrânea. À medida que a água da precipitação infiltra no solo, inicia-se o processo de percolação. A água que percola através do solo pode ser armazenada em aquíferos. Concomitantemente, uma parcela da água que atinge a superfície não se infiltra, resultando no escoamento superficial. Este escoamento pode causar erosão, transportar sedimentos e afetar a estabilidade de encostas (Holtz & Kovacs, 1981). A água é devolvida à atmosfera através da evaporação da superfície do solo e de corpos hídricos, bem como pela transpiração das plantas. A água evaporada forma nuvens e, eventualmente, retorna à Terra como precipitação, completando o ciclo.

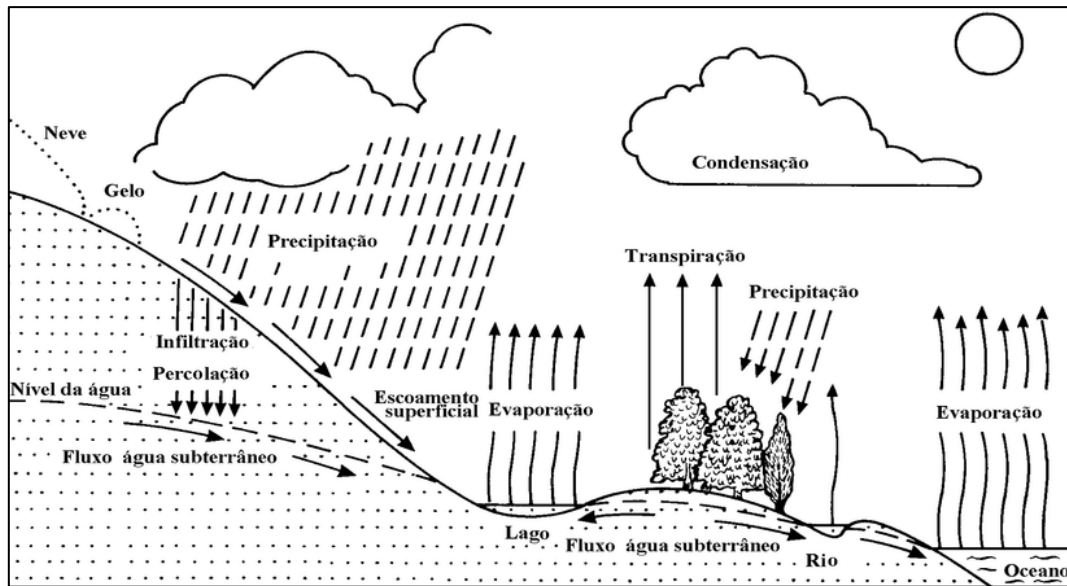


Figura 2.1: Esquema ilustrativo do ciclo hidrológico (TUCCI, 2004).

O ciclo hidrológico apresenta importante influência na percolação que ocorre na zona vadosa (zona não saturada), principalmente no comportamento e na dinâmica das pressões atuantes na região mais superficial (zona de infiltração), afetando significativamente as propriedades hidráulicas e mecânicas do solo. Na zona de infiltração, a ocorrência de precipitações associadas aos fenômenos de evaporação e aos ciclos biológicos das plantas que se fazem presentes, tem impactos importantes na tensão efetiva dos solos desta região e, logo, na resistência ao cisalhamento destes, uma vez que a variação do grau de saturação, associada à modificação das poropressões, são fatores determinantes para a alteração da sucção (Fredlund & Rahardjo, 1993; Gitirana Jr., 2005; Lu & Likos, 2006). As alterações nos padrões de sucção, por sua vez, impactam diretamente a estabilidade de encostas e a capacidade de carga do solo (Vanapalli et al., 1996).

A infiltração da chuva pode ser avaliada quantitativamente pela equação do balanço hídrico, refletindo os princípios de conservação de massa entre a água que sai da atmosfera e a água que infiltra no solo (Brutsaert, 2005). A integração dos processos hidrológicos, como precipitação, evapotranspiração, interceptação vegetal, infiltração e escoamento superficial, para a definição do balanço hídrico, resulta na entrada de água na superfície do solo (Gitirana Jr., 2005; Silva Júnior, 2015), expressa por:

$$I_{INF} = P \cos \alpha - E_T - E_S - I_V \quad (2.1)$$

onde, I_{INF} é a taxa de infiltração [LT^{-1}], P é a intensidade de precipitação [LT^{-1}], α é o ângulo de inclinação do talude [$^{\circ}$], E_T é a evapotranspiração [LT^{-1}], E_S é o escoamento superficial (“runoff”) [LT^{-1}] e I_V é a interceptação pela vegetação [LT^{-1}].

Conforme descrito por Gitirana Jr. (2005), a infiltração é uma condição de contorno de fluxo que se origina da intensidade de precipitação, que por sua vez é quantificada por meio de dados climatológicos. Para considerar a inclinação dos terrenos no cálculo da precipitação, uma vez que os modelos de representação assumem que a precipitação atinge o solo verticalmente, e a chuva é medida em uma superfície plana, é realizado o produto entre a quantidade de água precipitada e o cosseno da inclinação do talude.

Fatores como a evapotranspiração (junção da evaporação de água no solo e da transpiração das plantas), o escoamento superficial e a interceptação vegetal são indicadores de perdas no sistema, sendo relacionados às características físicas do terreno, incluindo a presença de vegetação, a declividade e o nível de modificação antrópica.

A infiltração de água conduz a um fluxo descendente que altera o teor de umidade do solo com a profundidade. Durante eventos de precipitação, quando a água atinge a interface solo-atmosfera, o solo, geralmente em estado não saturado, exibe inicialmente uma alta capacidade de infiltração. Isso ocorre porque os vazios no solo estão parcialmente preenchidos por água, facilitando a entrada de mais água. Contudo, a taxa de percolação neste estágio inicial tende a ser baixa devido às descontinuidades na fase líquida, o que impede um fluxo contínuo de água através do solo. Neste período, a água que passa da superfície para o interior do solo age simultaneamente umedecendo o solo e promovendo o fluxo de água em seu interior.

À medida que o evento de precipitação se prolonga, a água infiltrada começa a ocupar os poros superficiais anteriormente preenchidos por ar, resultando em uma rápida diminuição da taxa de infiltração (Gitirana Jr., 2005) devido à redução da capacidade do solo de absorver mais água. Por outro lado, a taxa de percolação aumenta progressivamente com a elevação do grau de saturação do solo. Eventualmente, ambas as taxas atingem um estado estacionário, correspondendo à condutividade hidráulica saturada do solo, k_s (Richards, 1931; Rubin et al., 1964, apud Freeze & Cherry, 1979). Este valor representa a permeabilidade máxima de fluxo suportada pelo solo (FEMA, 2017) e a taxa constante é denominada de capacidade de infiltração.

A capacidade de infiltração é um fator crítico para determinar se a precipitação irá infiltrar ou resultar em escoamento (Horton, 1940). Se a taxa de precipitação é inferior à capacidade de infiltração, toda a chuva precipitada irá se infiltrar. Em contrapartida, se a taxa de precipitação excede a capacidade de infiltração, ocorrerá a infiltração da quantidade de água

condizente com a capacidade permitida pelo solo, e a chuva excedente será escoada pela superfície do terreno (Houser, 2003). Neste último caso, o solo encontrar-se-á em estado saturado, podendo ser entendido como um caso particular da mecânica dos solos não saturados. Partindo deste princípio, simplificado, as relações entre a taxas de precipitação, de infiltração e de escoamento superficial podem ser representadas graficamente conforme demonstrado na Fig. 2.2.

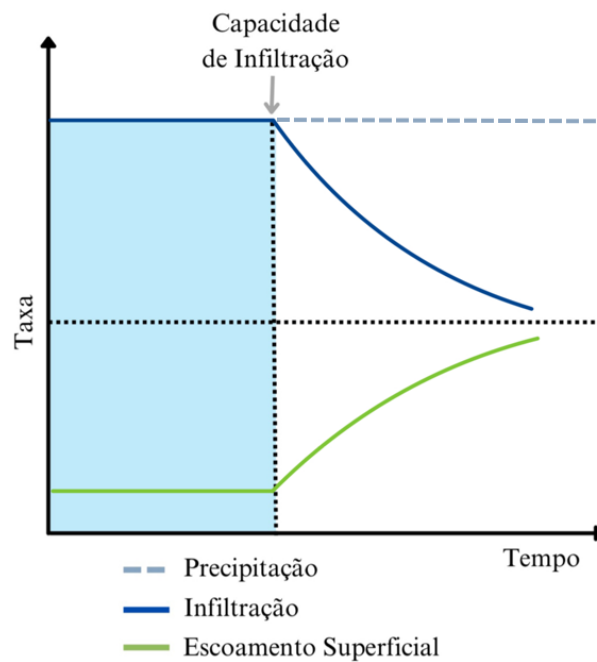


Figura 2.2: Relação existente entre as taxas de precipitação, de infiltração e de escoamento superficial.

Embora o princípio esteja correto, o processo de infiltração de água no solo é mais complexo. Diversos fatores, incluindo a presença de vegetação, a inclinação das encostas, o grau de compactação da superfície do solo e a umidade presente na camada abaixo da superfície, influenciam significativamente a taxa de infiltração, conforme observado por Blight (1997). Adicionalmente, o grau de saturação do solo e a presença ou ausência de ar nos poros são aspectos críticos nesse processo. Ainda, durante a fase de transição para o estado de saturação, fenômenos como a histerese hidráulica podem ocorrer, onde as características de retenção de água do solo se alteram devido às mudanças nas condições de umidade, como explicado por Mualem (1976) em seu estudo sobre modelos de histerese.

A estimativa da taxa de infiltração de água no solo pode ser realizada por meio de modelos empíricos ou teóricos. Os modelos empíricos são baseados em dados experimentais e são utilizados para estimar a taxa de infiltração por meio de parâmetros derivados de

observações e experiências, não possuindo significado físico próprio. Entre os modelos empíricos citam-se aqueles desenvolvidos por Kostiakov (1932), Lewis-Kostiakov (1937), Horton (1940) e Holtan (1961), que oferecem uma abordagem baseada na observação direta dos fenômenos de infiltração. Esses modelos são amplamente utilizados devido à sua simplicidade e facilidade de aplicação em situações onde dados detalhados do solo não estão disponíveis. Por outro lado, os modelos teóricos ou físicos são fundamentados em princípios físicos, particularmente na Lei de Darcy, que descreve o fluxo de fluidos através de meios porosos. Estes modelos utilizam condições de contorno bem definidas e parâmetros físicos do solo, como porosidade e condutividade hidráulica, como dados de entrada. Os modelos de Green-Ampt (1911) e Philip (1957) são exemplos que utilizam essa abordagem, oferecendo uma compreensão mais aprofundada e mecanicista da infiltração de água no solo. O modelo de Green-Ampt-Mein-Larson (1973) representa uma evolução nessa linha de modelagem, integrando aspectos adicionais dos processos de infiltração.

2.1.2 Interconexões hidromecânicas em solos não saturados

Uma vez que o material se apresenta com seus vazios parcialmente preenchidos com água, sendo caracterizado por possuir três fases distintas: sólidos (grãos de solo), água e ar (Fig. 2.3 b), a avaliação e a caracterização do comportamento hidromecânico da grande maioria dos solos devem ser realizadas no âmbito da Mecânica dos Solos Não Saturados, enquanto que a Mecânica dos Solos Clássica analisa o solo em seu estado seco ou saturado, conforme Fig. 2.3 a e c, respectivamente.

Ocorre, ainda, conforme relatado em estudos desenvolvidos por Fredlund & Morgenstern (1978), uma quarta fase em solos não saturados, denominada de interface ar-água ou película contrátil. A película contrátil, quando sob tensão, comporta-se como uma membrana elástica entrelaçada em toda a estrutura do solo, reunindo as partículas, influenciando na mudança de volume e proporcionando maior resistência ao cisalhamento do solo nestas condições (Fredlund & Rahardjo, 1993).

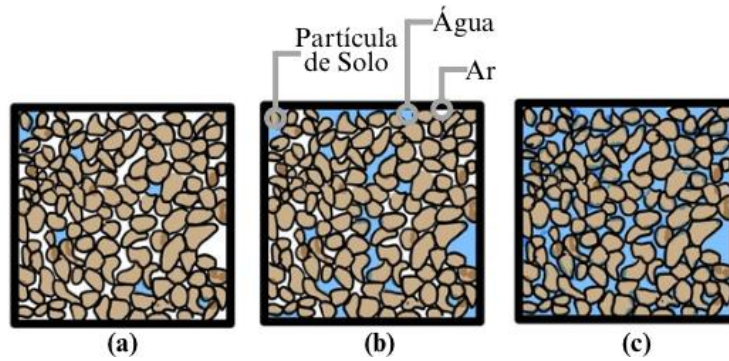


Figura 2.3: Representação da estrutura do solo. a) Solo seco – Fase ar-solo; b) Solo não saturado – Fase água-ar-solo; e c) Solo saturado – Fase água-solo.

A localização do lençol freático delimita a zona saturada e a zona não saturada do terreno. O solo localizado abaixo do nível freático encontra-se na condição saturada e a água presente exerce uma pressão positiva de mesma magnitude em todas as direções, denominada de poropressão, u_w (Fig. 2.4) e definida por:

$$u_w = \gamma_w z_w \quad (2.2)$$

onde, u_w é a poropressão [$ML^{-1}T^{-2}$], γ_w é o peso específico da água [$ML^{-2}T^{-2}$] e z_w é a profundidade do lençol freático [L].

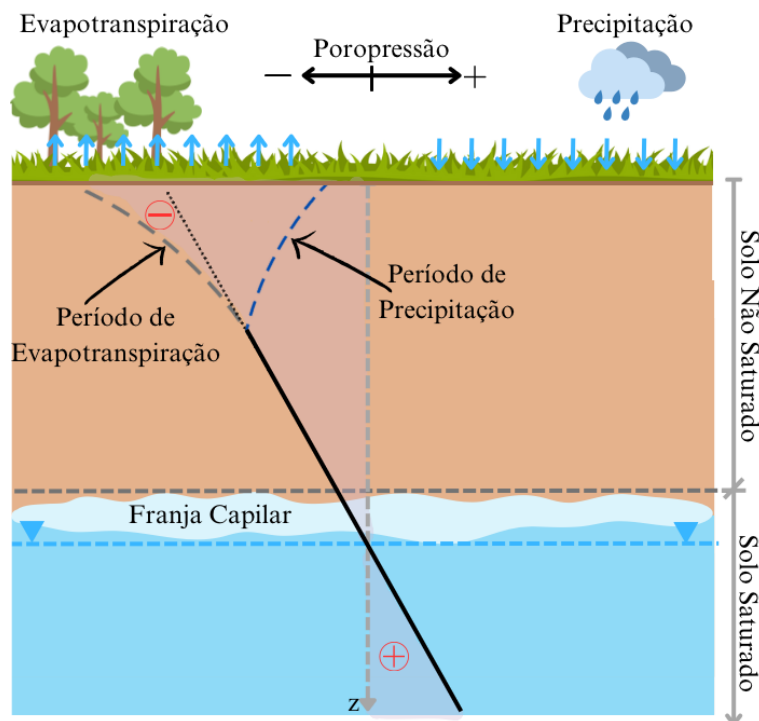


Figura 2.4: Variação da poropressão no perfil do solo.

Acima do lençol freático, os solos podem se encontrar na condição seca ou não saturada. Nas camadas superiores do solo, observa-se predominantemente o solo em seu estado seco, condição resultante dos processos de evaporação. Durante este fenômeno, a água presente no solo passa do estado líquido para o gasoso, levando a uma descontinuidade na fase líquida, que se manifesta por meio de pequenas gotas de água isoladas umas das outras. Conforme destacado por Fredlund (2000), nesta zona específica, é viável postular que o nível de saturação hídrica do solo é efetivamente nulo. Este conceito implica que a quantidade de poros no solo que contêm água é insignificante, ressaltando a predominância do ar nos espaços vazios dessa camada superficial do terreno.

A transferência de água em meios porosos não saturados pode ser caracterizada por três mecanismos distintos, cada um dependendo da interação entre as fases de água e de ar. Inicialmente, tem-se a situação em que as fases de ar e água são contínuas. Neste estado, o movimento da água é impulsionado por um gradiente hidráulico. Paralelamente, o fluxo de ar facilita o transporte de moléculas de água que transitam para o estado de vapor (Lu & Likos, 2004). Em um segundo cenário, quando a fase de água é contínua e a fase de ar descontínua, o fluxo é majoritariamente governado pela diferença de potencial gravitacional no sistema água-ar e pelas condições atmosféricas na interface do solo, conforme abordado por Fredlund & Rahardjo (1993). Este processo resulta na movimentação de bolhas de ar oclusas contendo vapor de água. Por fim, no estado em que a fase de água é descontínua e a fase de ar contínua, a água transita para o estado de vapor e se integra à fase de ar. Este vapor, sob influência de uma pressão atmosférica elevada, é então evaporado para a atmosfera.

A condição de não saturação do solo se manifesta na região situada entre dois limites críticos: o limite inferior da zona seca, onde a evaporação cessa de ter um impacto significativo (Kirkham, 2005), e o limite superior do lençol freático, caracterizado pela presença contínua de água (Bear, 1979). Imediatamente acima da zona freática, a água ainda ocupa a maioria dos espaços vazios no solo, resultando em um elevado grau de saturação. Esta região é conhecida como franja capilar, uma faixa distinta onde, apesar de em muitos casos alcançar a saturação total, ainda é classificada como uma zona não saturada.

Na região de desenvolvimento da franja capilar, as forças capilares – interações entre as partículas do solo e a água – influenciam diretamente a distribuição e o movimento da água. Ainda que a água preencha quase todos os espaços vazios, as propriedades físicas e químicas dessa região permitem que ela retenha características de um estado não saturado (Rawls et al., 1993), uma vez que as forças capilares são particularmente significativas (Hillel, 1980), influenciando tanto a retenção como o movimento da água no solo.

Na zona não saturada do perfil de solo, o efeito da poropressão é negativa, sendo determinada pela diferença entre a pressão do ar (u_a) e a pressão da água (u_w) gerada nos vazios. A poropressão negativa é conhecida como sucção e, segundo Ochoa (2012), pode ser entendida como a capacidade que tem o solo, na condição não saturada, de absorver e de reter água, ou a dificuldade que se tem para remover a partícula líquida do solo, sendo equivalente a uma pressão externa que afeta seu estado tensional, provocando um acréscimo ou redução em sua resistência (Fredlund & Rahardjo, 1993; Taha et al., 2000). Conforme Lu & Likos (2004), a sucção pode ser definida como o potencial termodinâmico da água presente nos poros em relação ao potencial de água livre. Este potencial, segundo Machado & Vilar (2015), pode ser representado pela equação da energia de Bernoulli acrescida dos potenciais osmótico, matricial e térmico, dado por:

$$\Phi = \Phi_{temp} + \Phi_z + \Phi_{cin} + \Phi_p + \Phi_m + \Phi_o \quad (2.3)$$

onde, Φ é o potencial total [$ML^{-1}T^{-2}$], Φ_{temp} é o potencial térmico [$ML^{-1}T^{-2}$], Φ_z é o potencial de posição ou gravitacional [$ML^{-1}T^{-2}$], Φ_{cin} é o potencial devido à energia cinética [$ML^{-1}T^{-2}$], Φ_p é o potencial de pressão [$ML^{-1}T^{-2}$], Φ_m é o potencial mátrico [$ML^{-1}T^{-2}$] e Φ_o é o potencial osmótico [$ML^{-1}T^{-2}$].

No caso de fluxos com baixa variação térmica, o termo de energia devido à temperatura deixa de apresentar relevância para o fluxo e pode ser desprezado. Ainda, no caso em que a fase de ar é contínua e apresenta contato com a atmosfera, o potencial de pressão se torna nulo, já que a referência de pressão utilizada é a pressão atmosférica. O potencial gravitacional consiste na energia potencial do campo gravitacional da Terra e seu valor será pertinente quando houver uma expressiva elevação do ponto considerado em relação a um dado referencial. O potencial cinético está associado à velocidade do fluxo de água no solo e em geral é considerado desprezível por este movimento ser lento. Os termos de potencial mátrico e osmótico são de especial relevância para a análise de fluxo em solos não saturados e costumam ser a principal distinção do fluxo de água em solos.

A sucção mátrica (ψ_m) pode ser entendida como o potencial que surge da interação entre a água, as partículas sólidas e a geometria do meio poroso, representada pelo fenômeno físico da capilaridade (Smiles, 1998). A capilaridade, por sua vez, ocorre em consequência da tensão superficial gerada na interface entre o ar e a água (membrana contrátil), o que permite a ascensão do fluido em função da quantidade de líquido contido na estrutura do solo (Paranhos et al., 2008). A sucção mátrica, resultante das forças capilares e de adsorção, influencia significativamente a condutividade hidráulica e a retenção de água no solo, afetando

diretamente a estabilidade de encostas e a eficiência da vegetação em absorver água (Tarantino, 2009), sendo definida por:

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (2.4)$$

onde, ψ_m é a sucção mátrica [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$] e u_a é a pressão do ar nos poros do solo [$\text{ML}^{-1}\text{T}^{-2}$].

Maranha das Neves (2016) define a sucção osmótica como sendo desenvolvida pela presença de íons na água, cuja tendência de maior aproximação das partes, faz com que a magnitude das forças de coesão entre as moléculas de uma água pura seja menor do que aquelas desenvolvidas para o caso de soluções aquosas (Machado & Vilar, 2015). Conforme Fredlund & Rahardjo (1993), alterações na quantidade de sais no solo podem levar a variações significativas no volume total, o que, por sua vez, impacta diretamente a tensão cisalhante. É importante destacar que a sucção osmótica é distinta dos efeitos da capilaridade, que estão mais relacionados com a tensão superficial da água em espaços porosos do solo. Enquanto a capilaridade é influenciada principalmente pela textura e estrutura do solo, a sucção osmótica é controlada pela composição química da solução deste (Mitchell & Soga, 2005). Dessa forma, a sucção osmótica tem um papel significativo na determinação do comportamento hídrico dos solos especialmente em ambientes salinos, como em áreas agrícolas irrigadas e em regiões costeiras (Das, 2010).

Nos problemas que envolvem a interação entre o solo e a atmosfera, frequentemente os solos não saturados são associados às alterações da sucção mátrica (Maranha das Neves, 2016). Durante eventos de precipitação, o processo de infiltração da água nos solos leva à ocupação dos vazios por água, resultando na redução da tensão superficial entre os grãos. Isso, por sua vez, afeta significativamente as propriedades físicas e mecânicas do solo, como sua resistência e estabilidade (Coduto, 2001). Neste contexto, a influência da sucção osmótica torna-se relativamente insignificante, especialmente no curto prazo, pois a composição química do solo não é diretamente afetada por eventos de precipitação (Fredlund & Rahardjo, 1993).

A variabilidade do regime de fluxo no interior do solo, provocada pela infiltração, está intrinsecamente ligada às alterações transitórias nas variáveis de estado e nos índices físicos do material. Tais mudanças podem ter implicações significativas na estabilidade geotécnica e na hidrologia do solo (Holtz & Kovacs, 1981), uma vez que a alteração da condutividade hidráulica devido à infiltração pode levar a um aumento do potencial de erosão ou de deslizamento em encostas (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).

Outro aspecto importante é a interação entre a estrutura do solo e as propriedades hidráulicas. A estrutura do solo, como a distribuição do tamanho dos poros e a conectividade

entre eles, determina a maneira como a água e o ar se movimentam no meio (Hillel, 1982), sendo propriedades estruturais essenciais para a modelagem do fluxo de água e transporte de solutos em solos não saturados (Van Genuchten, 1980).

2.2 Modelagem do fluxo de água em solos não saturados

Para o movimento de fluidos em um determinado meio, faz-se necessária a existência de uma diferença na energia interna ou potencial entre as moléculas situadas em distintas áreas do meio. Esta variação energética propicia a migração do fluido das áreas de maior energia molecular interna para as de menor energia. Em termos gerais, a energia interna de um fluido correlaciona-se diretamente com o nível de movimentação molecular, manifestando-se por meio de energia térmica ou pressão. Segundo Machado & Vilar (2015), essa relação é fundamental para compreender a dinâmica do movimento do fluido.

No âmbito da mecânica dos fluidos, Bernoulli estabeleceu o princípio da conservação de energia, caracterizando o fluxo como o deslocamento de fluidos em função da energia acumulada, conforme elucidado por Das (2010). O princípio de Bernoulli articula que a energia total de um fluido, em qualquer instante, direciona-se do ponto de maior para o de menor energia, influenciando sua capacidade de movimentação e interação com o meio. A energia pode ser expressa como:

$$\phi = \frac{u_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \quad (2.5)$$

onde, ϕ é a carga hidráulica [L], u_w/γ_w é a energia de pressão do fluido [L], $v^2/2g$ é a energia cinética [L], z é a energia potencial gravitacional [L], v é a velocidade do fluido [LT^{-1}] e g é a aceleração da gravidade [LT^{-2}].

Em um meio poroso, considerando um fluxo gravimétrico, a contribuição da energia cinética é negligenciada devido à baixa velocidade de deslocamento do fluido através do solo. Dessa forma, o princípio de Bernoulli pode ser simplificado, focando-se principalmente nas energias potencial gravitacional e de pressão. Este ajuste permite uma análise mais direta da dinâmica do fluido em meios porosos, onde as variações de pressão e altura predominam sobre os efeitos da velocidade do fluido. Assim, o princípio de Bernoulli pode ser simplificado para:

$$\phi = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \quad (2.6)$$

A energia total do fluido também pode ser representada em termos de energia por unidade de massa, denominada potencial hidráulico (Φ). Esta abordagem permite uma representação mais eficaz do estado energético do fluido em um sistema, considerando as contribuições da energia potencial e da energia de pressão, e sendo expressa por:

$$\Phi = \frac{u_w}{\rho_w} + zg \quad (2.7)$$

onde, ρ_w é a massa específica do fluido [ML^{-3}].

A relação existente entre a carga hidráulica e o potencial hidráulico é, assim, definida por:

$$\Phi = g\phi \quad (2.8)$$

A variação da energia do fluido ao longo de um comprimento entre dois pontos é conhecida como gradiente hidráulico (i), representando a perda de energia do fluido ao se mover pelo meio poroso. Este gradiente, definido em termos de carga hidráulica ou de potencial hidráulico é expresso por:

$$i = \frac{\Delta\phi}{L} = \frac{1}{g} \frac{\Delta\Phi}{L} \quad (2.9)$$

onde, i é o gradiente hidráulico [L/L], $\Delta\phi$ é a diferença de carga hidráulica entre dois pontos [L], L é a distância vertical entre os pontos em que ocorre o movimento [L] e $\Delta\Phi$ é a diferença de potencial hidráulico [L^2T^{-2}].

As variações de energia afetam diretamente a velocidade do fluido, conforme a Lei de Darcy (1856) estabelece, relacionando a condutividade hidráulica do solo com a perda de energia durante o fluxo do fluido pelo meio. A velocidade do fluxo em um meio saturado é determinada pelas diferenças de carga hidráulica e pelas características intrínsecas do solo, representadas pela condutividade hidráulica, também referida como coeficiente de permeabilidade. Bicalho et al. (2015) enfatizam a importância desse coeficiente para a análise do movimento da água no solo. A Lei de Darcy pode ser expressa utilizando o operador divergente para representar a variação do fluxo do fluido através do solo, conforme:

$$\mathbf{q} = -k_s \nabla\phi \quad (2.10)$$

onde, \mathbf{q} é o vetor velocidade específica do fluxo [LT^{-1}], k_s é a condutividade hidráulica saturada do solo [LT^{-1}], $\nabla\phi$ é o gradiente da carga hidráulica [L^2T^{-2}] e ∇ é o operador divergente, que mede a taxa na qual uma quantidade se espalha a partir de um ponto (indicando fontes ou sumidouros).

A condutividade hidráulica indica quão facilmente um fluido pode mover-se através dos poros do solo. Para solos saturados, essa propriedade é influenciada pelo índice de vazios e pela distribuição dos poros no solo. No caso de solos não saturados, a condutividade hidráulica é afetada adicionalmente pela quantidade de água nos vazios e pelo histórico de saturação do solo, conforme apontado por Masrouri et al. (2008). Importante também é o efeito da temperatura sobre a viscosidade e massa específica do fluido, que altera a interação molecular e, conseqüentemente, a condutividade hidráulica.

Para contemplar a condição de solos não saturados, a Lei de Darcy foi ampliada com base na teoria de fluxos de calor e elétrico. Assim, a condutividade hidráulica também passou a ser descrita em função do teor de umidade volumétrica ou da sucção. Esta expansão é conhecida como a Equação de Darcy-Buckingham, proposta inicialmente por Buckingham (1907) e posteriormente expandida por Richards (1931). A Equação de Darcy-Buckingham incorpora a variação da condutividade hidráulica com o estado de umidade do solo, permitindo uma descrição mais precisa do fluxo de fluido em condições variadas de saturação, sendo expressa por:

$$\mathbf{q} = -k(\psi)\nabla\phi \quad (2.11)$$

onde, $k(\psi)$ é a função da condutividade hidráulica não saturada [LT^{-1}] e ψ é a sucção total [$ML^{-1}T^{-2}$].

Posteriormente, com o objetivo de modelar o fluxo de água em um meio tridimensional, Richards (1931) aplicou a equação da continuidade para expressar a lei da conservação da massa dentro de um volume elementar de solo. Esse enfoque permite a representação detalhada do movimento da água através dos poros do solo, considerando variações tanto temporais quanto espaciais na umidade, por meio de um volume elementar representativo, conforme apresentado na Fig. 2.5.

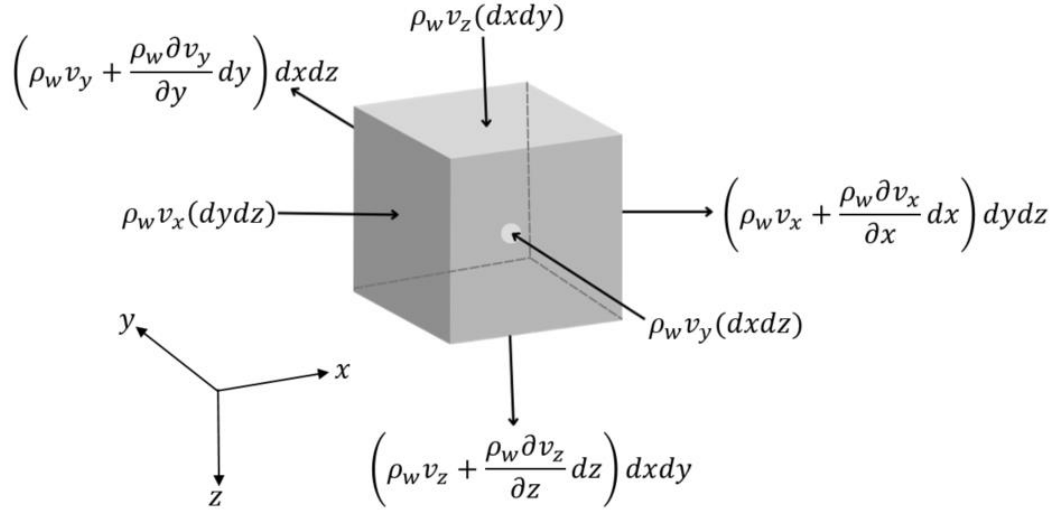


Figura 2.5: Volume elementar representativo de solo.

Ao aplicar o princípio da conservação de massa ao estudo de solos não saturados, estabelece-se que, para um volume elementar representativo de solo, a variação no conteúdo de água (taxa de ganho ou de perda) é igual ao fluxo líquido de água que entra ou sai desse volume. Isso resulta em um balanço entre o fluxo de massa que entra e o fluxo de massa que sai, com a diferença entre esses fluxos correspondendo à variação no conteúdo de massa armazenado dentro do volume de controle.

Sob a premissa de incompressibilidade do fluido e ausência de mudança de volume na massa de solo (massa específica da água constante), a Equação da Continuidade para fluxo tridimensional em meio poroso assume a forma:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q} \quad (2.12)$$

onde, $\frac{\partial \theta}{\partial t}$ representa a taxa de variação do teor de umidade volumétrica no tempo [L^3/L^3], θ é o teor de umidade volumétrica [L^3/L^3] e t é o tempo [T].

Richards (1931) acoplou a Equação da Continuidade (Eq. 2.12) com a Equação de Darcy-Buckingham (Eq. 2.11) para derivar uma equação diferencial parcial que relaciona de forma explícita o potencial de energia ao potencial mátrico do fluido, conforme mencionado por Liu (2017), descrevendo o fluxo de água em um meio poroso não saturado e transiente tridimensional. A Equação de Richards tem sido amplamente utilizada na modelagem do fluxo não saturado, sendo descrita por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \cdot (k(\psi) \nabla \psi) \quad (2.13)$$

Na Eq. 2.13, $k(\psi)$ é uma função que modula como o gradiente de sucção (denotado como $\nabla\psi$) afeta o fluxo do teor de umidade volumétrica. Para resolver a Eq. 2.13, normalmente são necessárias condições de contorno (especificando valores de θ ou seus derivativos nas fronteiras do domínio de interesse) e condições iniciais (especificando a distribuição de θ em $t = 0$). Os métodos de solução podem variar amplamente dependendo da forma de $k(\psi)$, da geometria do domínio e das condições especificadas, variando de técnicas analíticas para casos simples a métodos numéricos (como diferenças finitas, elementos finitos ou métodos espectrais) para cenários mais complexos.

A complexidade inerente à Equação de Richards, especialmente sob condições transientes, reside na natureza fortemente não linear das propriedades hidráulicas em solos não saturados. Esta característica torna a obtenção de soluções analíticas exatas um desafio, embora essas soluções sejam de grande relevância, pois facilitam as análises paramétricas e são usadas para validar a acurácia de previsões numéricas (Martins, 2022).

A dificuldade em resolver analiticamente a Equação de Richards advém da necessidade de lidar com duas relações constitutivas altamente não lineares, conforme discutido por Lai & Ogden (2015). A primeira dessas relações vincula o teor de umidade volumétrica do solo à sucção gerada, uma relação que é tipicamente caracterizada pela curva de retenção de água no solo (SWRC, do inglês "Soil Water Retention Curve"). A obtenção dessa curva geralmente depende de experimentação detalhada. A segunda relação associa a condutividade hidráulica em estado não saturado com a sucção, podendo também ser expressa em função do teor de umidade volumétrica do solo.

Diante da complexidade associada, a modelagem numérica emerge como um instrumento predominante para representar o comportamento do fluxo em condições não saturadas e transientes. Apesar das limitações das soluções analíticas, que frequentemente são restritas a cenários simplificados ou a fluxo estacionário, a solução matemática numérica tem evoluído, permitindo abordagens mais detalhadas e específicas para cada cenário investigado, conforme relatado em pesquisas (Borges, 2016; Zhang et al., 2016; Berardi & Vurro, 2016; Hayek, 2016; Lipnikov et al., 2016; Deng & Wang, 2017; Svyatskiy & Lipnikov, 2017).

No entanto, cabe destacar que, no contexto da engenharia, a disponibilidade de soluções analíticas de forma fechada é primordial. Borges (2016) enfatiza que essas soluções não apenas simplificam a implementação computacional e facilitam a análise paramétrica, mas também são fundamentais para validar metodologias numéricas. Assim, as soluções analíticas contribuem significativamente para uma compreensão mais profunda e uma representação mais fidedigna

dos processos físicos subjacentes ao fluxo de água em solos não saturados. Posto isso, enquanto a modelagem numérica continua a ser uma ferramenta indispensável para estudar o fluxo não saturado e transiente em solos, a busca por soluções analíticas exatas permanece uma área de interesse.

2.2.1 Abordagem analítica da Equação de Richards

Cavalcante & Zornberg (2017) apresentam abordagens para a solução analítica da equação de Richards, focando no fluxo unidimensional não saturado. Eles partem do princípio de que, durante o fluxo, os solos não saturados mantêm sua porosidade inalterada, sem sofrer mudanças volumétricas, independentemente de estarem passando por processos de umedecimento ou de secagem. Na formulação desses modelos, os autores enfatizam a relação entre o teor de umidade volumétrica e a sucção como variáveis dependentes, sendo mais eficaz representar a sucção como uma função do teor de umidade volumétrica. Esta ideia é reforçada por meio da manipulação matemática, permitindo expressar a sucção diretamente em função do teor de umidade volumétrica. Assim, a Equação de Richards é reconfigurada para descrever o fluxo unidimensional, sendo expressa por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k_z(\theta)}{g\rho_w} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial z} \quad (2.14)$$

onde, $k_z(\theta)$ é a função da condutividade hidráulica não saturada em termos do teor de umidade volumétrica ao longo do eixo z [LT^{-1}] e $\partial \psi / \partial \theta$ é a variação da sucção mátrica em relação ao teor de umidade volumétrica ao longo do eixo z [$ML^{-1}T^{-2}$].

No estudo de Cavalcante & Zornberg (2017), a determinação do domínio para a resolução da Equação de Richards unidimensional envolveu a comparação das premissas teóricas com as observações feitas em ensaios de coluna. Nesses ensaios, a modelagem do fluxo é tratada como unidimensional e a porosidade do solo é aproximadamente constante ao longo de todo o experimento.

Ao expressar a infiltração não saturada, Cavalcante & Zornberg (2017) utilizam conceitos de difusividade e de advecção, fundamentais para a compreensão do movimento de fluidos no solo. A difusividade aborda como o fluido se move de áreas de alta concentração para áreas de baixa concentração, um processo conhecido como fluxo difusivo. Já a advecção, refere-se ao movimento do fluido através do solo impulsionado pela força gravitacional e pelo

gradiente de pressão, transportando-o em uma direção predominante. A difusividade e o fluxo advectivo podem ser expressos por:

$$D_z(\theta) = \frac{k_z(\theta) \partial \psi}{\rho_w g \partial \theta} \quad (2.15)$$

$$a_s(\theta) = \frac{\partial k_z(\theta)}{\partial \theta} \quad (2.16)$$

onde, $D_z(\theta)$ é a difusividade não saturada da água ao longo do eixo z [L^2T^{-1}] e $a_s(\theta)$ é o fluxo advectivo não saturado [LT^{-1}].

Ao integrar as equações referentes à difusividade (Eq. 2.15) e à advecção (Eq. 2.16) na Equação de Richards (Eq. 2.13), obtém-se a equação que sintetiza a dinâmica do fluxo de água através de um meio poroso unidimensional, capturando a essência dos fenômenos físicos envolvidos: a movimentação da água devido a gradientes de concentração (difusão) e a movimentação impulsionada por forças externas, como a gravidade (advecção), sendo expressa por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right) - a_s(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \quad (2.17)$$

Cavalcante & Zornberg (2017) examinaram uma condição específica relacionada à aplicação de uma velocidade de descarga de água constante no contorno superior de uma coluna de solo considerada de comprimento semi-infinito. Tal condição estabelece um cenário para avaliar o comportamento do fluxo de água sob condições controladas, onde a influência da gravidade e da capacidade do solo de transmitir água pode ser observada diretamente. A condição inicial, em $t = 0$, é caracterizada por um teor de umidade volumétrica constante em todo o domínio, sendo formalmente definido por:

$$\theta(z, 0) = \theta_i \quad (2.18)$$

onde, θ_i é o teor de umidade volumétrica inicial, tomado como constante [L^3L^{-3}].

Na análise do fluxo de água através de uma coluna de solo, Cavalcante & Zornberg (2017) adotaram uma condição de contorno de Neumann na fronteira superior, implicando a fixação de uma velocidade de descarga (v_0) de água constante, conforme ilustrado na Fig. 2.6, abordagem que permite simular as condições de fluxo de água no solo.

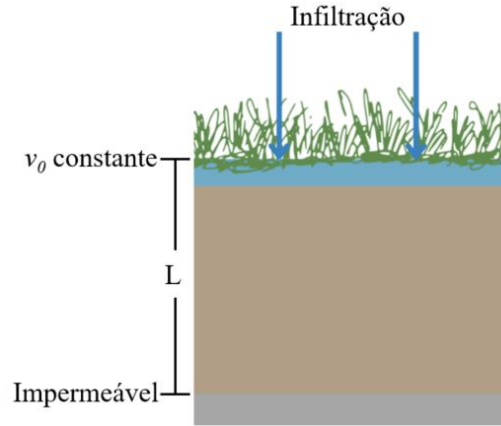


Figura 2.6: Condições de contorno e condição inicial para uma coluna de solo semi-infinita.

A partir dessa premissa, define-se a velocidade máxima de descarga que o solo pode suportar. Essa capacidade máxima é diretamente relacionada à condutividade hidráulica saturada do solo e à máxima capacidade de umedecimento deste, conforme expresso em:

$$v_{0,m\acute{a}x} = \frac{\theta_s k_s}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.19)$$

onde, $v_{0,m\acute{a}x}$ é a velocidade máxima de descarga que o solo pode receber [LT^{-1}], θ_s é o teor de umidade volumétrica saturada [L^3L^{-3}] e θ_r é o teor de umidade volumétrica residual [L^3L^{-3}].

A fronteira inferior é assumida como uma região impermeável, onde não se apresentam variações do teor de umidade volumétrica em relação ao espaço, sendo definida por:

$$\frac{\partial \theta}{\partial z}(L, t) = 0 \quad (2.20)$$

Ao assumir que, na profundidade L , tanto o teor de umidade volumétrica quanto a sucção, por consequência, atingem valores constantes, o modelo reflete uma situação onde a capacidade de armazenamento de água do solo e a força capilar se equilibram naquela profundidade específica. Isso implica que, embora possa haver variação de umidade nas camadas superiores do solo devido à infiltração ou evaporação, a umidade e a sucção na profundidade L permanecem inalteradas ao longo do tempo. Este conceito é fundamental para entender como o potencial hidráulico se comporta no solo não saturado. Considerando a sucção no estado não saturado e a taxa de variação do potencial hidráulico nas direções x , y e z o modelo sugere que, no comprimento L , o potencial hidráulico alcança um valor constante. Isso é uma consequência direta da condição de impermeabilidade na base, que faz com que o fluxo de água e a distribuição de umidade no solo acima dessa fronteira sejam unicamente determinados pelos

processos de difusão e de advecção, sem contribuição de fluxo adicional para fora do sistema modelado.

A simplificação adotada pelos autores, considerando o termo advectivo como desprezível nas condições de fronteira, é uma abordagem prática que foca nas características dominantes do fluxo de água em solos não saturados. Isso permite uma modelagem mais direta do movimento da água, sem a necessidade de considerar a complexidade adicional que a advecção poderia introduzir nas fronteiras do modelo.

Com a implementação da condição inicial e das condições de contorno estabelecidas, Cavalcante & Zornberg (2017) definem a solução analítica para o fluxo de água no solo não saturado, expressa em termos dos parâmetros hidráulicos de difusão e de advecção, permitindo a modelagem do movimento da água no solo e a visualização das frentes de umedecimento em diferentes profundidades ao longo do tempo, conforme expresso em:

$$\theta(z, t) = \theta_i + \left[\frac{v_0}{k_s} (\theta_s - \theta_r) - \theta_i \right] D(z, t) \quad (2.21)$$

A difusividade do solo em função da profundidade (z) e do tempo (t) é definida por:

$$\begin{aligned} D(z, t) = & \frac{1}{2} \operatorname{erfc}(Z_{-1}) + \sqrt{\frac{\bar{a}_s^2 t}{\pi D_z}} \exp \left[-\frac{(z - \bar{a}_s t)^2}{4 \bar{D}_z t} \right] \\ & - \frac{1}{2} \left(-1 + \frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z} + \frac{\bar{a}_s^2 t}{\bar{D}_z} \right) \exp \left(\frac{\bar{a}_s z}{\bar{D}_z} \right) \operatorname{erfc}(Z_{+1}) \\ & + \sqrt{4 \frac{\bar{a}_s^2 t}{\pi D_z}} \left[1 + \frac{\bar{a}_s}{4 \bar{D}_z} (2L - z + \bar{a}_s t) \right] \exp \left[\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z} \right. \\ & \left. - \frac{1}{4 \bar{D}_z t} (2L - z + \bar{a}_s t)^2 \right] \\ & - \frac{\bar{a}_s}{\bar{D}_z} \left[2L - z + \frac{3 \bar{a}_s t}{2} \right. \\ & \left. + \frac{\bar{a}_s}{4 \bar{D}_z} (2L - z + \bar{a}_s t) \right] \exp \left(-\frac{\bar{a}_s L}{\bar{D}_z} \right) \operatorname{erfc} \left[\frac{(2L - z + \bar{a}_s t)}{2 \sqrt{\bar{D}_z t}} \right] \end{aligned} \quad (2.22)$$

Os termos auxiliares que constituem $D(z, t)$ são dados por:

$$Z_{\pm 1} = \frac{z \pm \bar{a}_s t}{2 \sqrt{\bar{D}_z t}} \quad (2.23)$$

$$\bar{D}_z = \frac{k_s}{\delta(\theta_s - \theta_r)\rho_w g} \quad (2.24)$$

$$\bar{a}_s = \frac{k_s}{(\theta_s - \theta_r)} \quad (2.25)$$

onde, \bar{D}_z é a componente ao longo do eixo z da constante de difusividade não saturada da água [L^2T^{-1}], δ é um parâmetro de ajuste hidráulico [$M^{-1}LT^2$], \bar{a}_s é a componente advectiva do fluxo não saturado [LT^{-1}] e $erfc$ é uma função de erro complementar que, em problemas de difusão, representa como as quantidades de interesse, como a concentração de uma substância, se propagam no espaço ao longo do tempo, sendo definida por:

$$erfc(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^\infty e^{-t^2} dt \quad (2.26)$$

2.2.2 Função de condutividade hidráulica e curva de retenção de água no solo

A condutividade hidráulica saturada representa a facilidade com que a água pode se mover através de um solo completamente saturado. Segundo Bicalho et al. (2007), a condutividade hidráulica está diretamente relacionada às variações da poropressão, do teor de umidade volumétrica e, conseqüentemente, da sucção mátrica. Esta relação é corroborada por estudos como os de Lu & Likos (2004), Fredlund (2006) e Machado & Vilar (2015), que destacam a complexidade de definir a condutividade hidráulica, devido à sua dependência direta com as variações de umidade no solo.

Ressalta-se a relevância da definição da condutividade hidráulica saturada para as análises de fluxo, visto que este parâmetro se encontra diretamente ligado à distribuição do tamanho dos poros no solo. Fredlund et al. (1994) observam que este parâmetro pode variar em mais de dez ordens de magnitude entre diferentes tipos de solos, como cascalho e argila. Essa variação é ainda mais acentuada em condições de não saturação, onde a definição dos valores de condutividade hidráulica não saturada torna-se mais complexa devido à influência da estrutura do solo, da distribuição dos tamanhos de poros e da presença de água nestes.

A função de condutividade hidráulica relaciona a condutividade hidráulica não saturada do solo com o teor de umidade volumétrica. Considerando um solo com uma distribuição aleatória de poros de diferentes tamanhos e uma estrutura incompressível, essa função descreve a condutividade hidráulica não saturada como um somatório de termos derivados da

distribuição probabilística das interconexões dos poros de diferentes tamanhos que estão preenchidos com água, conforme descrito por Fredlund & Rahardjo (1993). Isso implica que a condutividade hidráulica não saturada varia com a sucção e, a sucção, por sua vez, é uma função do teor de umidade volumétrica. Portanto, é possível estabelecer uma relação direta entre a condutividade hidráulica e o teor de umidade volumétrica, conforme apresentado na Fig. 2.7.

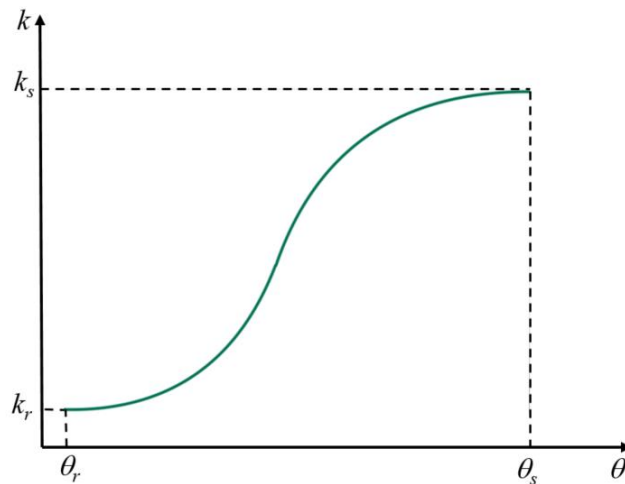


Figura 2.7: Exemplo de função de condutividade hidráulica não saturada do solo.

Em geral, ensaios de condutividade hidráulica são de difícil realização e, geralmente, a função de condutividade hidráulica é determinada com base na curva de retenção de água no solo, sendo descrita por meio de uma função matemática (“k-function”) (Brisson et al. 2002; e Fredlund 2006).

A curva de retenção de água no solo, ilustrada na Fig. 2.8, descreve a relação entre o teor de umidade volumétrica e a sucção, representando como a água é retida e movimentada no solo. A sucção, parâmetro que reflete a energia necessária para remover a água do solo, varia de acordo com o teor de umidade presente, aumentando à medida que o solo se torna mais seco e diminuindo quando o solo está mais úmido.

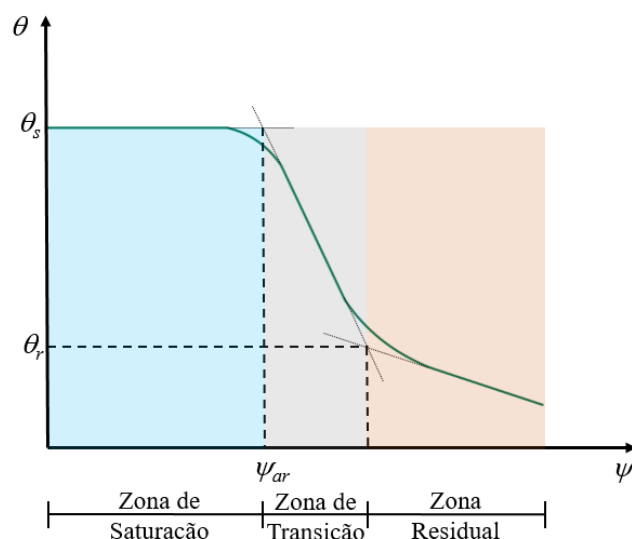


Figura 2.8: Exemplo de trajetórias de curva de retenção de água no solo.

A curva de retenção de água no solo pode ser dividida em três zonas principais, cada uma representando diferentes estágios de dessaturação, a saber:

- **Zona de saturação:** caracterizada pelo solo estar completamente saturado com água. A sucção nesta zona é relativamente baixa até que se atinja a pressão de entrada de ar (ψ_{ar}), ponto que marca o início da dessaturação dos macroporos. A pressão de entrada de ar representa a sucção mátrica necessária para iniciar a drenagem dos macroporos do solo;
- **Zona de transição:** a água começa a ser drenada do solo devido ao aumento da sucção. A drenagem continua até que o teor de umidade volumétrica residual (θ_r) seja alcançado, momento no qual a maior parte da água facilmente mobilizável já foi removida do solo; e
- **Zona residual:** a água remanescente está fortemente aderida às partículas do solo, e a drenagem adicional ocorre principalmente por meio da evaporação. Neste estágio, a sucção total, e não apenas a sucção mátrica, controla a remoção de água (Vanapalli et al., 1999).

Em solos bimodais existem dois valores distintos de pressão de entrada de ar, correspondentes aos macroporos e aos microporos. A macroporosidade está associada ao arranjo de grãos de diferentes tamanhos e sua rede de poros, enquanto que a microporosidade refere-se aos espaços menores dentro da matriz do solo, frequentemente encontrados em solos argilosos (Othmer et al. 1991).

A diferença na quantidade de água retida pelo solo durante os processos de secagem e de umedecimento para uma mesma sucção resulta na histerese da SRWC, como pode ser

observado na Fig. 2.9. A histerese é ocasionada por vários fatores, incluindo a não uniformidade na distribuição de poros no solo, diferenças no ângulo de contato na interface ar-água durante as trajetórias de secagem e umedecimento e a presença de ar aprisionado no solo (Fredlund & Rahardjo, 1993).

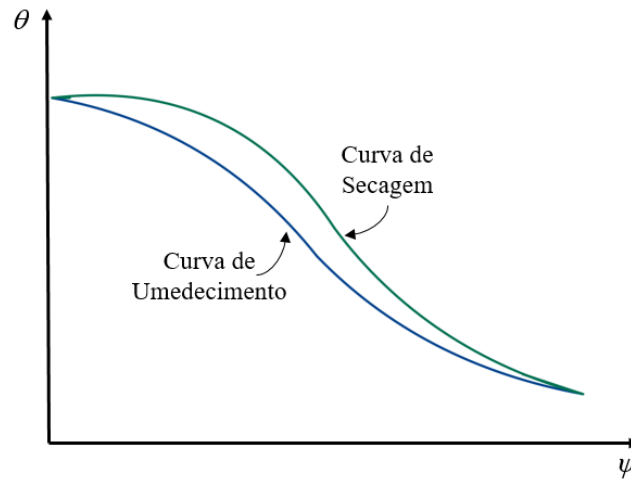


Figura 2.9: Exemplo ilustrativo da histerese na SRWC.

A pressão de entrada de ar na SWRC tem uma relação inversa com o índice de vazios do solo (Karube & Kawai, 2001; Heshmati & Motahari, 2012), indicando uma conexão entre o tamanho dos poros capilares e a estrutura do solo. Estudos desenvolvidos por Huang et al. (1998) mostraram que existe uma relação matemática específica, geralmente uma lei de potência, entre o logaritmo natural da pressão de entrada de ar e o logaritmo natural do índice de vazios. Costa (2022) definiu a pressão de entrada de ar como uma função do parâmetro de ajuste hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017), tomando como premissa situações em que a sucção correspondente ao teor de umidade do solo na condição saturada se aproxima de zero, conforme apresentado:

$$\psi_{ar} = \frac{\exp[1 - \exp(1)]}{\delta} \quad (2.27)$$

onde, ψ_{ar} é a pressão de entrada de ar [$ML^{-1}T^{-2}$].

De acordo com os trabalhos de Romero & Vaunat (2000), Karube & Kawai (2001), Tarantino (2009), Salager et al. (2010) e Heshmati & Motahari (2012), a relação entre a pressão de entrada de ar e o índice de vazios pode ser descrita por uma lei de potência, sendo expressa por:

$$\psi_{ar} = ae^{-b} \quad (2.28)$$

onde, e é o índice de vazios [adimensional] e a e b são parâmetros de ajuste.

Ao igualar as Eqs. (2.27) e (2.28), de acordo com Costa (2022), a relação entre o parâmetro δ e o índice de vazios pode ser descrito por:

$$\delta(e) = \frac{e^b \exp[1 - \exp(1)]}{a} \quad (2.29)$$

Medir a sucção do solo nas diferentes zonas da SWRC requer a utilização de múltiplos métodos de medição, pois cada método tem seu próprio intervalo de aplicabilidade e tempo de resposta. A escolha da técnica adequada depende tanto do tipo de sucção que se deseja medir quanto das características específicas do solo em estudo. Entre os principais métodos para determinação direta da curva de retenção de água no solo, destacam-se a placa de sucção, a placa de pressão, o método do papel filtro e o método do equilíbrio de vapor (Gitirana Jr. et al., 2015).

Dada a complexidade de se determinar experimentalmente a SWRC, diversos autores propuseram equações empíricas para ajustar os dados obtidos, como as formuladas por Brooks & Corey (1954), Gardner (1958), Brutsaert (1967), Laliberte (1969), Campbell (1974), Van Genuchten (1980), McKee & Bumb (1987), Fredlung & Xing (1994), Cavalcante & Zornberg (2017) e Costa & Cavalcante (2020). Estas equações permitem representar a SWRC de forma fechada, facilitando a modelagem do comportamento hidráulico do solo.

Para resolver a equação diferencial parcial que representa o fluxo vertical no solo (Eq. 2.21), é necessário definir modelos constitutivos tanto para a curva de retenção de água quanto para a função de condutividade hidráulica não saturada. Cavalcante & Zornberg (2017) propuseram modelos constitutivos específicos para esses propósitos, permitindo uma solução analítica para o fluxo unidimensional de água no solo por meio da integração entre dados experimentais e equações constitutivas. Esses modelos consideram as propriedades físicas e hidráulicas do solo, como a porosidade, a distribuição do tamanho dos poros e a tensão intersticial da água, e são expressos por:

$$\psi(\theta) = \frac{1}{\delta} \ln \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.30)$$

$$k_z(\theta) = k_s \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right) \quad (2.31)$$

O modelo proposto por Cavalcante & Zornberg (2017) simplifica significativamente a tarefa de modelar a curva de retenção de água no solo ao requerer apenas um parâmetro de ajuste (δ). Este parâmetro tem uma interpretação física clara, relacionando-se diretamente com

a granulometria do solo, o que reflete como diferentes tamanhos de partículas afetam a capacidade de retenção de água. Em geral, altos valores de δ representam solos arenosos e baixos valores representam solos argilosos (Costa, 2022).

A principal vantagem do modelo é a sua simplicidade e eficácia, permitindo que a função de condutividade hidráulica não saturada seja estimada com apenas um conjunto de dados experimentais – a curva de retenção de água no solo, que apresenta a relação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica. Dessa forma, a função de condutividade hidráulica não saturada pode ser estimada por meio da calibração do parâmetro de ajuste utilizando-se apenas a curva de retenção de água no solo.

Em muitas aplicações práticas e teóricas, é conveniente apresentar a sucção como variável independente para representação do formato convencional da SRWC, sendo necessário reexpressar o teor de umidade volumétrica em função da sucção. Isso é feito invertendo a expressão originalmente apresentada na Eq. 2.30 para obter a relação inversa, que é definida por:

$$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)e^{-|\psi|\delta} \quad (2.32)$$

A curva da condutividade hidráulica não saturada é definida, inicialmente, em função do teor de umidade volumétrica, como se mostra na Eq. 2.31. Esta relação pode ser representada, também, na forma convencional, em que a condutividade hidráulica não saturada é definida em função da sucção, ao substituir a Eq. 2.32 na Eq. 2.31, resultando em:

$$k_z(\psi) = k_s e^{-|\psi|\delta} \quad (2.33)$$

O modelo constitutivo para a SWRC proposto por Cavalcante & Zornberg (2017) é inicialmente idealizado para solos com uma distribuição de poros relativamente uniforme, típicos de regiões temperadas, sendo representado por uma curva unimodal. No entanto, os solos tropicais apresentam uma estrutura porosa mais complexa, caracterizada por uma distribuição bimodal de poros, que inclui tanto macro como microporos. Essa diferenciação se faz necessária, uma vez que os macroporos facilitam a infiltração rápida de água e a drenagem, enquanto que os microporos contribuem para a retenção de água no solo. A representação de solos bimodais, portanto, requer uma abordagem que possa capturar simultaneamente essas duas características distintas. Apoiados nesta necessidade, Costa & Cavalcante (2021) desenvolveram modelos para a definição da SWRC e da função de condutividade hidráulica não saturada específicas para solos bimodais. Esses novos modelos se baseiam no princípio da superposição linear, conforme sugerido por Durner (1992), o que permite a combinação de duas

curvas unimodais para formar uma curva bimodal representativa de solos tropicais, sendo expressas por:

$$\theta(|\psi|) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)[\lambda \exp(-\delta_1|\psi|) + (1 - \lambda)\exp(-\delta_2|\psi|)] \quad (2.34)$$

$$k_z(|\psi|) = k_s[\lambda \exp(-\delta_1|\psi|) + (1 - \lambda)\exp(-\delta_2|\psi|)] \quad (2.35)$$

onde, δ_l é o parâmetro de ajuste hidráulico correspondente aos macroporos [$M^{-1}LT^2$], δ_2 é o parâmetro de ajuste hidráulico correspondente aos microporos [$M^{-1}LT^2$] e λ é o fator de ponderação correspondente à região dos macroporos [adimensional].

3 ESTABILIDADE E PROBABILIDADE DE TALUDES COM BASE NA MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A interação entre os processos de precipitação e infiltração constitui um fenômeno que afeta significativamente a dinâmica do solo e a segurança das áreas propensas a deslizamentos. Durante eventos de chuva, uma porção significativa da água é retida tanto na superfície quanto na subsuperfície das encostas, ocasionando alterações nas propriedades físicas do solo. O processo de infiltração, pelo qual a água penetra no solo, aumenta o grau de saturação do mesmo, diminuindo a resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, comprometendo a estabilidade das encostas (Camapum de Carvalho et al., 2015).

Suarez (2003) aponta que as precipitações intensas são um dos principais gatilhos para a instabilidade de taludes, particularmente em regiões montanhosas, onde as condições geológicas são desfavoráveis. Essa instabilidade pode manifestar-se em duas formas principais: deslizamentos profundos e superficiais. Os deslizamentos profundos geralmente ocorrem após períodos prolongados de chuva, que favorecem a acumulação de água na superfície e aumentam a percolação. Esse acúmulo de água eleva o nível do lençol freático e a poropressão dentro do maciço, podendo levar a rupturas significativas. Por outro lado, os deslizamentos superficiais são tipicamente desencadeados por chuvas de alta intensidade e curta duração, levando à rápida saturação da camada superficial do solo e, por sua vez, à redução da sua resistência devido à diminuição da capacidade de sucção (Iiritano et al., 1998).

Historicamente, a engenharia geotécnica tem se apoiado em métodos determinísticos para avaliar a estabilidade de taludes, utilizando fatores de segurança e modelos simplificados para representar o comportamento do solo. No entanto, esses métodos tradicionais frequentemente não capturam a totalidade das incertezas associadas às propriedades do solo, às condições de carregamento e às interações hidrológicas complexas que ocorrem em solos não saturados.

Com a incorporação progressiva de métodos probabilísticos e estatísticos na avaliação da estabilidade de taludes, tem-se uma quantificação mais precisa das incertezas e uma compreensão mais profunda do espectro associado à falha. Adicionalmente, os avanços na modelagem do comportamento de solos não saturados têm permitido uma melhor representação dos mecanismos de infiltração e dos efeitos da umidade nas propriedades mecânicas do solo.

Este capítulo se dedica a explorar o desenvolvimento e a aplicação de métodos probabilísticos e estatísticos na avaliação da estabilidade de taludes em solos não saturados, destacando as contribuições significativas da pesquisa acadêmica e da prática de engenharia

neste campo. A discussão inclui uma revisão dos principais modelos constitutivos para solos não saturados, a importância das variáveis de estado de tensão e resistência ao cisalhamento, e a implementação de análises de confiabilidade para fornecer uma base sólida para a tomada de decisões em projetos geotécnicos.

3.1 Variáveis de estado de tensão e resistência ao cisalhamento em condições não saturadas

A compreensão do comportamento mecânico do solo requer uma análise detalhada do estado de tensões ao qual ele está inicialmente submetido, (Fredlund & Rahardjo, 1993). Essa análise se baseia no emprego de modelos constitutivos e funções relacionais que mapeiam como as tensões e deformações no solo se alteram, levando em consideração as condições de saturação e não saturação do solo.

Introduzido por Terzaghi, o princípio das tensões efetivas correlaciona diretamente a tensão total do solo com a poropressão e a tensão efetiva, sendo esta última uma medida utilizada para descrever as propriedades mecânicas dos solos saturados, sendo expressa por:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (3.1)$$

onde, σ' é a tensão efetiva do solo [$ML^{-1}T^{-2}$] e σ é a tensão total do solo [$ML^{-1}T^{-2}$].

A tensão efetiva do solo constitui-se como uma variável fundamental para entender como os solos respondem mecanicamente a diferentes condições, abrangendo aspectos como alterações volumétricas, deformações e a capacidade do solo de resistir a esforços de cisalhamento (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Em contextos geotécnicos, especialmente no que diz respeito à estabilidade de taludes, a resistência ao cisalhamento do solo é definida em função do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, fundamentando-se no princípio das tensões efetivas de Terzaghi, conforme apresentado em:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3.2)$$

onde, τ é a resistência ao cisalhamento do solo [$ML^{-1}T^{-2}$], c' é a coesão efetiva do solo [$ML^{-1}T^{-2}$] e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo [$^{\circ}$].

No contexto de solos não saturados, a complexidade do comportamento mecânico aumenta devido à coexistência de ar e água nos poros do solo. Esta dualidade de fases no meio poroso exige uma abordagem mais elaborada para definir a tensão efetiva. Em resposta a esta

necessidade, modelos foram propostos para avaliar a dinâmica das tensões em solos não saturados. Um desses modelos foi introduzido por Bishop (1959), tendo considerado a pressão de ar (u_a) e a pressão da água (u_w) nos poros para a definição da tensão efetiva em solos não saturados, sendo expresso por:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (3.3)$$

onde, χ é um parâmetro que depende do grau de saturação, do tipo de solo e dos efeitos de histerese devido à molhagem, à secagem ou às alterações de tensões [adimensional] (Matyas & Radhakrishna, 1968), definido por.

$$\chi \tan \phi' = \tan \phi^b \quad (3.4)$$

onde, ϕ^b é o ângulo de atrito associado à variação da sucção [°].

Lu et al. (2010) propuseram um desenvolvimento coerente com os princípios de termodinâmica e mecânica dos meios contínuos para encontrar uma expressão fisicamente coerente para a tensão efetiva. Desta forma, escreve-se:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - [-S_e(u_a - u_w)] \quad (3.5)$$

onde, S_e é a saturação efetiva [adimensional], dada por:

$$S_e = \frac{S - S_r}{1 - S_r} \quad (3.6)$$

onde, S_r é a saturação residual [adimensional] e S é a saturação do solo [adimensional].

Comparando-se a equação de tensões efetivas de Bishop (Eq. 3.3) com a equação de tensões efetivas de Lu et al. (2010) (Eq. 3.5), pode-se perceber que:

$$\chi = S_e \quad (3.7)$$

A resistência ao cisalhamento é influenciada por variáveis de estado de tensão, que, segundo Fredlund & Rahardjo (1993), são essenciais para descrever completamente o comportamento de um sistema. No âmbito da mecânica dos contínuos, essas variáveis são consideradas independentes das propriedades intrínsecas do solo, corroborando no entendimento do seu comportamento mecânico.

Fredlund & Morgstern (1977) estabelecem que, uma combinação linear (Rahardjo, 1999) de quaisquer duas entre as três variáveis de estado de tensão – a diferença entre a tensão total e a pressão de ar ($\sigma - u_a$), a diferença entre a tensão total e a pressão da água ($\sigma - u_w$) e a

diferença entre a pressão de ar e a pressão da água ($u_a - u_w$) – pode ser utilizada para descrever o comportamento de solos não saturados.

Bishop formulou um modelo constitutivo para a resistência ao cisalhamento, constituído pelo princípio das tensões efetivas, pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb e pela combinação de duas variáveis de estado de tensão, conforme apresentado em:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.8)$$

A sucção mátrica atua como uma coesão aparente na Eq. 3.8, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo. Quanto mais próximo do teor de umidade residual, de acordo com a Fig. 2.8, maior é o valor da sucção e, portanto, maior será a resistência do solo. O ângulo de atrito ϕ^b , obtido por meio de ensaios laboratoriais, representa a taxa de incremento da resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção mátrica, sendo visualizado graficamente como a inclinação da curva de resistência ao cisalhamento “versus” sucção mátrica, conforme apresentado na Fig. 3.1.

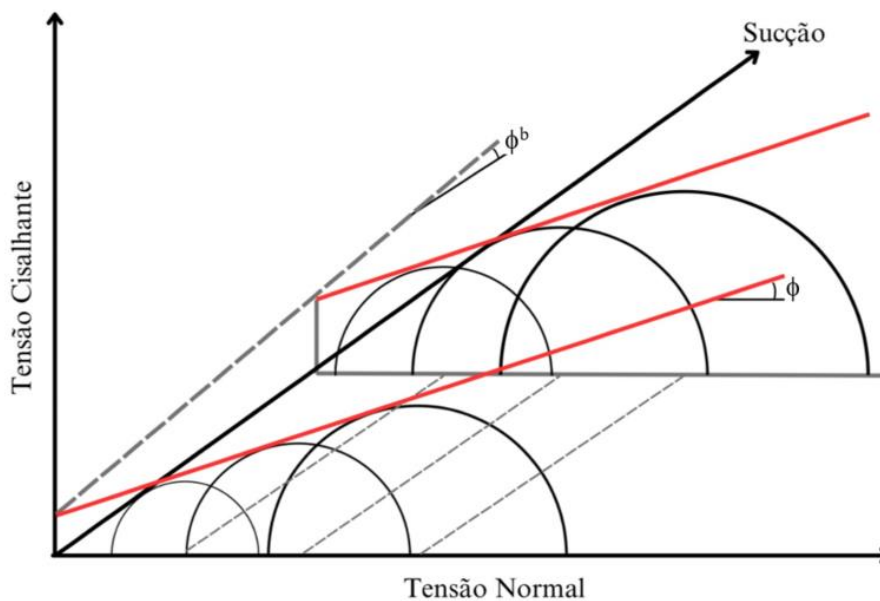


Figura 3.1: Gráfico ilustrativo das envoltórias de resistência.

O modelo de Bishop para solos não saturados, ao introduzir o parâmetro χ (com valores variando entre 0, para solos saturados, e 1, para solos totalmente secos), enfrenta limitações devido à sua natureza altamente não linear. Essa característica impõe dificuldades na aplicação prática da Eq. 3.8 e, ainda, não abrange comportamentos complexos como colapso e expansão, que são típicos em certas condições de solos não saturados (Mascarenhas, 2022).

Para superar essas limitações, Fredlund et. al (1978) propuseram uma nova formulação que ajusta o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, tendo por base o conceito de variáveis de estado e a hipótese de variação linear da resistência ao cisalhamento em relação à sucção, sendo expressa por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (3.9)$$

Embora a expressão para a resistência ao cisalhamento em solos não saturados, apresentada na Eq. 3.9, seja amplamente reconhecida e adotada na prática da engenharia geotécnica, sua aplicabilidade enfrenta desafios sob condições extremas de secagem do solo. Fredlund et al. (1978) identificaram que o ângulo de atrito associado à sucção, ϕ^b , tende a diminuir à medida que a sucção aumenta para valores elevados, refletindo uma variabilidade que pode comprometer a precisão das previsões de resistência ao cisalhamento em condições de secagem severa.

Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) propuseram uma revisão do modelo constitutivo para a resistência ao cisalhamento, baseando-se na formulação original de Fredlund et al. (1978), adaptando a Eq. 3.9 e considerando que a pressão relativa do ar nos poros do solo, em condições atmosféricas, é zero ($u_a = 0$), tem-se que:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' - u_w \tan \phi^b \quad (3.10)$$

Colocando o termo $\tan \phi^b$ da Eq. 3.10 em evidência, tem-se:

$$\tau = c' + \sigma_n \tan \phi' \quad (3.11)$$

onde, σ_n é a tensão normal líquida [$ML^{-1}T^{-2}$], dada por:

$$\sigma_n = \sigma - u_w \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (3.12)$$

A relação $\tan \phi^b / \tan \phi'$, conforme originalmente proposta por Bishop (Eq. 3.4) e em função da definição de Lu et al. (2010) (Eqs. 3.5 e 3.7), introduz o parâmetro χ como uma medida que reflete o efeito da saturação do solo sobre a resistência ao cisalhamento em solos não saturados. Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), partindo deste princípio, definem esta relação em função da saturação do solo, S , conforme:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} = S \quad (3.13)$$

Entretanto, conforme apresentado por Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), o termo $\tan \phi^b / \tan \phi'$ não depende unicamente da saturação do solo, uma vez que a relação também

é influenciada pelo histórico de tensões, pela estrutura do solo e pela histerese. Neste sentido, os autores inserem um novo parâmetro no modelo, ξ , uma constante positiva que depende do histórico de tensões, da estrutura e da histerese que sofre o solo nos processos de secagem e de umedecimento, sendo expressa por:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} = \xi S \quad (3.14)$$

Conforme Mascarenhas (2022), a determinação do parâmetro χ pode ser realizada utilizando a equação de tensão efetiva de Lu et al. (2010) (Eq. 3.5), obtendo uma expressão fundamentada na curva de retenção de água no solo. Cavalcante & Mascarenhas (2021) avaliaram a definição do termo χ da Equação de Bishop (Eq. 3.8) em função do parâmetro de ajuste δ , uma vez que este apresenta significado físico, conforme discutido. A expressão do parâmetro χ a partir do modelo de Cavalcante & Zornberg (2017), deduzida e estudada em Cavalcante & Mascarenhas (2021), resulta em:

$$\chi = \exp[-\delta|\psi|] \quad (3.15)$$

Os autores propuseram uma nova equação para a definição da tensão efetiva e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento, com base na SWRC de Cavalcante & Zornberg (2017) (Eq. 2.30) e na expressão para o teor de saturação efetivo de Lu et al. (2010) (Eq. 3.6):

$$\begin{cases} \tau = c' + [(\sigma - u_a) + e^{-\delta|u_a - u_w|}(u_a - u_w)] \tan \phi', u_a - u_w \leq 1/\delta \\ \tau = c' + \tan \phi' \left[\frac{\exp(-1)}{\delta} + (\sigma - u_a) \right], u_a - u_w > 1/\delta \end{cases} \quad (3.16)$$

3.2 Estabilidade de taludes em condições não saturadas

O conceito de fator de segurança, definido como a razão entre as forças resistentes e as forças solicitantes, é uma medida utilizada para avaliação da estabilidade de taludes, tanto naturais quanto artificiais. Essa avaliação leva em consideração uma série de fatores, incluindo características geométricas, topográficas, geotécnicas e hidráulicas da área de interesse.

Tradicionalmente, a análise de estabilidade de taludes é conduzida sob o prisma da teoria do equilíbrio limite, que se fundamenta na teoria da plasticidade para prever o equilíbrio dos corpos assumindo uma potencial linha de ruptura (planar, circular, mista, etc.) e

considerando que a resistência do material segue um determinado modelo constitutivo ao longo da superfície de deslizamento, conforme exposto por Silva (2018).

Uma das metodologias especificadas dentro deste arcabouço teórico é o método do talude infinito, recomendado para situações em que a camada superficial do solo, sobreposta a um material mais resistente, possui uma dimensão vertical consideravelmente menor do que o comprimento do talude, geralmente dez vezes menor, e com uma inclinação praticamente constante. Este método pressupõe um mecanismo de deslizamento translacional, paralelo à inclinação do talude, e ignora os efeitos de extremidade, fornecendo uma simplificação útil em certos casos de análise.

Os eventos de precipitação intensa são identificados como causas primárias de movimentos de massa superficiais, conforme discutido por Silva (2018) e Iiritano et al. (1998). Esses eventos podem levar à acumulação rápida de água na superfície, resultando em desprendimentos de solo de magnitude reduzida devido à perda de resistência associada à redução da sucção em solos superficiais. Assim, a interpretação do fator de segurança, particularmente em cenários de chuvas extremas, pode ser efetivamente realizada utilizando o método do talude infinito.

Para a análise de deslizamentos translacionais, utiliza-se uma equação de equilíbrio que considera as forças atuantes em uma seção de solo de comprimento teoricamente infinito, conforme apresentado na Fig. 3.2. Esse modelo ajuda a simplificar a complexa interação de forças, permitindo uma avaliação mais direta da estabilidade do talude sob condições específicas.

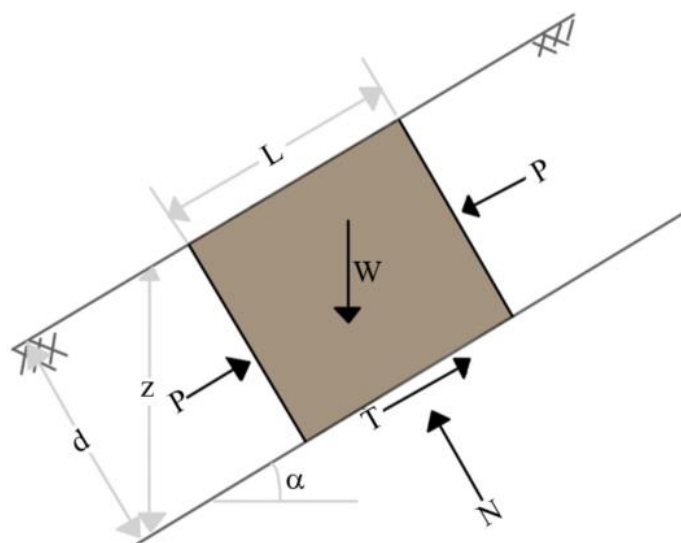


Figura 3.2: Corpo livre considerado para a análise do método do talude infinito.

Na Fig. 3.2, N representa a força normal efetiva, que atua perpendicularmente à superfície de deslizamento, W simboliza o peso do solo, T é a força cisalhante, que oferece resistência ao movimento do solo ao longo da superfície potencial de falha e P denota forças de empuxo equivalentes.

O peso da fatia de solo é dado por:

$$W = \gamma_{nat} L \cos(\alpha) z \quad (3.17)$$

onde, W é o peso da fatia de solo [MLT^{-2}], γ_{nat} é o peso específico natural do solo [$LM^{-2}T^{-2}$], L é o comprimento do talude [L], α é a inclinação do talude [$^{\circ}$] e z é a espessura da massa deslizante [L].

As componentes da força peso, respectivamente, na direção perpendicular ao plano de deslizamento e ao longo dele, são dadas por:

$$W_y = w \cos \alpha = \gamma_{nat} L \cos^2(\alpha) z \quad (3.18)$$

$$W_x = w \sin \alpha = \gamma_{nat} L \cos(\alpha) \sin(\alpha) z \quad (3.19)$$

onde, W_y é a componente da força peso perpendicular ao plano de deslizamento [MLT^{-2}] e W_x é a componente da força peso ao longo do plano de deslizamento [MLT^{-2}].

Resolvendo o equilíbrio de forças ilustrado na Fig. 3.2, para as forças perpendiculares ao plano de deslizamento, é obtida a força normal atuante no plano de deslizamento no talude de profundidade unitária, dada por:

$$N - W_y = 0 \rightarrow N = W_y \rightarrow N = \gamma_{nat} L \cos^2(\alpha) z \quad (3.20)$$

onde, N é a força normal [MLT^{-2}].

Resolvendo o equilíbrio de forças na direção do plano de deslizamento, obtém-se:

$$T - W_x = 0 \rightarrow T = W_x \rightarrow T = \gamma_{nat} L \cos(\alpha) \sin(\alpha) z \quad (3.21)$$

onde, T é a força cisalhante [MLT^{-2}].

Definindo-se as tensões normal e cisalhante para uma área de comprimento unitário, tem-se:

$$\sigma = \frac{N}{L \cdot 1} = \gamma_{nat} \cos^2(\alpha) z \quad (3.22)$$

$$\tau = \frac{T}{L \cdot 1} = \gamma_{nat} \cos(\alpha) \sin \alpha z \quad (3.23)$$

Substituindo a Eq. 3.22 na Eq. 3.12, referente à tensão normal líquida, obtém-se:

$$\sigma_n = \gamma_{nat} \cos^2(\alpha) z - u_w \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (3.24)$$

Para a análise do desempenho transiente de um talude submetido ao processo de infiltração, Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017) propuseram um modelo para o cálculo do fator de segurança transiente, fundamentada no método do talude infinito e na equação de resistência definida por Fredlund et al. (1978) Eq. 3.9. A estabilidade de taludes, definida em função das variações do teor de umidade volumétrica na condição transiente e não saturada pode ser representada pelo fator de segurança transiente de Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), $FS(z,t)$:

$$FS(z,t) = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} + \frac{c' + \psi(z,t)\chi \tan \phi'}{\gamma_{nat} z \cos \alpha \sin \alpha} \quad (3.25)$$

onde, $\psi(z,t)$ é a sucção total transiente derivada do modelo constitutivo proposto por Cavalcante & Zornberg (2017).

Como dado de entrada do modelo utiliza-se a espessura da fatia de solo referenciada na vertical (z , conforme Fig. 3.2), dessa forma ocorre um aumento do fator de segurança para inclinações muito acentuadas do terreno, o que se contrapõe às observações de engenharia (Mascarenhas, 2022).

Cavalcante & Mascarenhas (2021) correlacionaram o peso específico natural do solo com a variação do teor de umidade volumétrica, em função do avanço da frente de saturação dado pela infiltração de água, conforme descrito por:

$$\gamma_{nat} = \gamma_d + \gamma_w \theta \quad (3.26)$$

onde, γ_d é o peso específico seco do solo [$LM^{-2}T^{-2}$].

Mascarenhas (2022), modificou a Eq. 3.25 para resolver os termos da sucção e do parâmetro χ de Bishop, incorporando, ainda, a presença de uma sobrecarga vertical uniformemente distribuída sobre o terreno e a espessura fixa da fatia de solo (d), referenciada perpendicularmente ao plano de deslizamento, conforme esquema de forças apresentadas no corpo livre da Fig. 3.3.

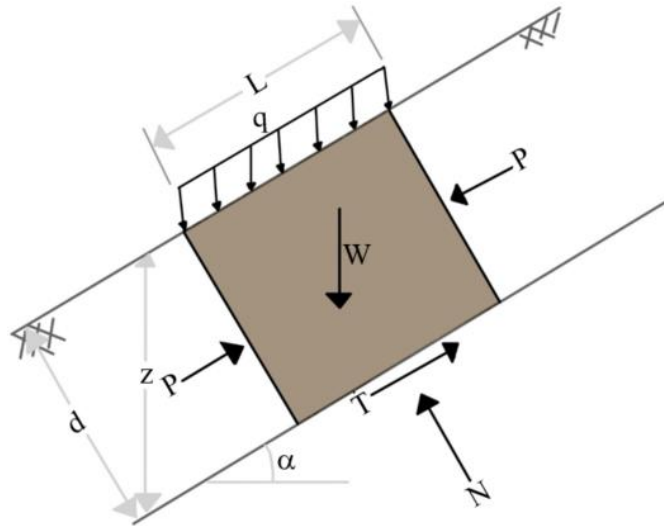


Figura 3.3: Esquema de forças no corpo livre com sobrecarga.

A estabilidade de taludes, definida a partir da variação do peso específico natural do solo, em função do teor de umidade volumétrica na condição transiente e não saturada, pode ser representada pelo fator de segurança transiente de Mascarenhas (2022), conforme:

$$FS(z, t) = \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} + \frac{c' + \psi(z, t) \exp[-\delta|\psi|] \tan \phi'}{(q \cos \alpha + \gamma_{nat} d) \sin \alpha} \quad (3.27)$$

onde, $\delta|\psi|$ é o parâmetro de ajuste proposto por Cavalcante & Zornberg (2017), em função da variação da sucção total [adimensional], q é a sobrecarga na superfície do talude [$ML^{-1}T^{-2}$] e d é a espessura da massa deslizante, ortogonal à camada superficial [L].

3.3 Análise de confiabilidade e métodos probabilísticos aplicados à estabilidade de taludes

O início do século XXI marcou um avanço significativo na incorporação de métodos probabilísticos e estatísticos no campo da geotecnia, especialmente no que tange à estabilidade de taludes (Ozelim et al., 2015), passando a adotar uma perspectiva que reconhece e quantifica as incertezas presentes, tanto aquelas ligadas diretamente às propriedades dos materiais quanto às decorrentes de lacunas no conhecimento disponível. A análise de confiabilidade, conceito emprestado da engenharia estrutural, começou a ser aplicado a projetos geotécnicos seguindo as bases estabelecidas por Ang & Tang (1970).

Os materiais geotécnicos apresentam uma grande variabilidade, tanto temporal quanto espacial, refletindo a complexa interação entre processos geológicos e ambientais. Essa

variabilidade pode afetar propriedades como, por exemplo, a condutividade hidráulica, que podem variar significativamente não apenas de uma área para outra, mas também com o tempo no mesmo local. Além disso, os modelos usados para prever o comportamento dos materiais geotécnicos podem simplificar excessivamente a realidade, não capturando toda a complexidade do comportamento do solo. Isso gera uma incerteza inerente aos modelos e parâmetros usados, que pode ser exacerbada por erros humanos ou limitações dos métodos de ensaios. A busca por modelos mais precisos e representativos é uma área de pesquisa ativa, visando aproximar as previsões dos modelos à realidade complexa do comportamento do solo.

As incertezas não são restritas apenas aos aspectos técnicos e científicos, mas também se estendem às decisões de projeto e construção, onde fatores como custo, tempo e qualidade precisam ser equilibrados. As análises probabilísticas oferecem uma ferramenta para quantificar e gerenciar essas incertezas, permitindo que sejam realizados julgamentos mais racionais sobre a segurança e o desempenho das estruturas geotécnicas.

A análise probabilística, portanto, permite uma compreensão mais precisa da segurança, onde a confiabilidade de uma estrutura geotécnica não é vista como um valor absoluto, mas como um espectro de possíveis cenários de desempenho, cada um com sua própria probabilidade de sucesso ou falha. Isso é refletido por métricas como o índice de confiabilidade (β) e a probabilidade de falha (p_f) (Florêncio, 2018). Portanto, a falha pode ser entendida como a incapacidade do talude de atingir o desempenho estrutural ou funcional desejado.

A estimativa da probabilidade de falha requer a implementação de uma distribuição estatística dos valores de desempenho, seguida pela execução de uma avaliação quantitativa para determinar a probabilidade de que esses parâmetros ultrapassem o limiar crítico de desempenho estipulado, ou seja, o limite além do qual a estrutura não atende mais aos requisitos de segurança ou funcionalidade para os quais foi projetada, conforme:

$$p_f = p(y > y_{crítico}; y < y_{crítico}) \quad (3.28)$$

Na Fig. 3.4, apresenta-se a intercepção das funções massa de probabilidade (FMP) dos parâmetros de solicitação (S) e de resistência (R), onde a área hachurada abaixo das curvas, resultado da convolução de duas funções, é numericamente igual à probabilidade de falha.

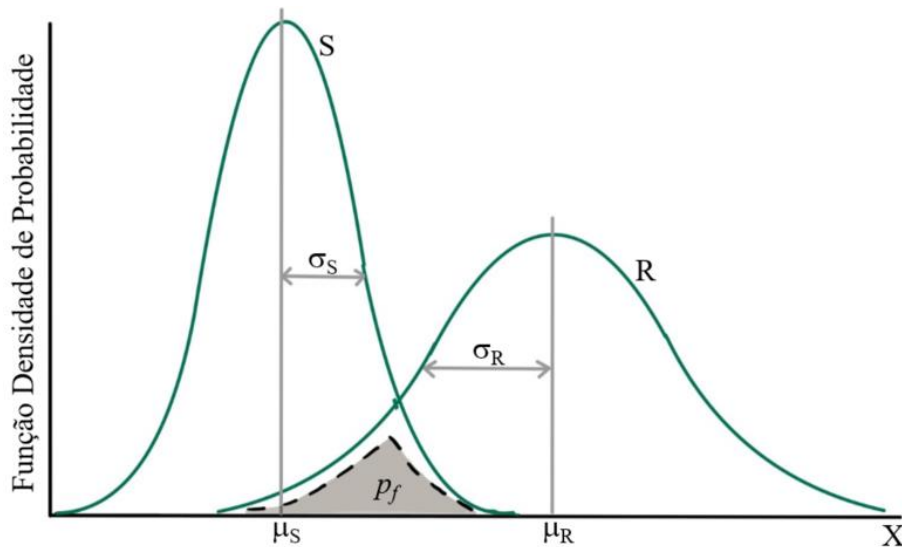


Figura 3.4: Curva de massa específica de probabilidade de S e R.

Em termos gerais, a probabilidade de que uma função de desempenho apresente resultados inferiores ao nível aceitável está associada ao índice de confiabilidade. Este índice é definido como a distância, medida em número de desvios padrão, entre a média da função de desempenho, sob as condições especificadas, e seu valor crítico (Baecher & Christian, 2003), sendo dado por.

$$\beta = \frac{\mu - 1}{\sigma} \quad (3.29)$$

onde, β é o índice de confiabilidade [adimensional], μ denota o valor médio de uma variável aleatória, cujas unidades dependem do contexto e σ é o desvio padrão da função de desempenho.

Confiabilidade, conforme definido por Modarres et al. (2016), refere-se à habilidade de um sistema em funcionar de acordo com especificações predefinidas por um período estipulado e através de um número determinado de ciclos operacionais. No contexto da geotecnia, isso se traduz na capacidade de uma estrutura projetada para um propósito específico suportar as cargas e condições esperadas ao longo de sua vida útil. Tais cargas podem estar associadas a estados limites de serviço ou a estados limites últimos. A mensuração dessa capacidade é realizada por meio de uma função de desempenho, que leva em conta tanto as solicitações impostas quanto as características intrínsecas da estrutura.

Devido à variabilidade dos parâmetros geotécnicos, observa-se uma distribuição de valores possíveis para cada variável em torno de um valor médio. Esta variabilidade é quantificada pelo coeficiente de variação (CV), que é calculado como a razão entre o desvio

padrão e a média da variável em questão. Trabalhos como os de Silva (2018) e Souza (2018) compilaram recomendações de vários autores sobre coeficientes de variação típicos para propriedades geotécnicas, os quais são reproduzidos na Tab. 3.1.

Tabela 3.1: Valores de coeficientes de variação típicos (adaptado de Silva, 2018 e Souza, 2018).

Propriedade	CV (%)	Referência
Ângulo de atrito efetivo – ϕ'	< 30° (3 a 15)	Fernandes (2014)
	30° a 40° (10 a 22)	
	Qualquer gama (12 a 25)	
	4 a 20	Assis et al. (2018)
	6 a 63	Lee et al. (1983)
	2 a 13 (areias)	Harr (1987), Lacasse & Nadim (1996); Duncan (2000), Gitirana Jr. (2005)
Coesão efetiva – c'	5 a 15 (areias)	Lumb (1974), Hoeg e Murarka (1974), Singh (1971), Lee et. al. (1983), Kulhawy (1992), Baecher & Christian (2003), USACE (2006)
	12 a 56 (argilas)	Lumb (1974), Singh (1971)
	20 a 80	Assis et al. (2018)
Peso específico – γ	20 a 50	Lee et al. (1983), Gitirana Jr. (2005)
	3 a 7	Harr (1987), Kulhawy (1992)
	3 a 10	Lumb (1974) e Duncan (2000)
	1 a 10	Lee et. al. (1983), Baecher & Christian (2003)
	2 a 8	Assis et al. (2018)
Condutividade hidráulica saturada – k_s	4 a 16	Fernandes (2014)
	20 a 90	USACE (1994)
	68 a 90	Harr (1984)

Propriedade	CV (%)	Referência
	130 a 240	Benson et al. (1999)
	200 a 300	Duncan (2000)

A utilização da variabilidade das variáveis independentes na formulação de uma função de desempenho resulta em uma distribuição de resultados para a variável dependente. Essa distribuição de resultados leva à determinação de um coeficiente de variação para o valor obtido, refletindo a dispersão dos resultados possíveis. Assim, conforme Assis et al. (2012), a análise probabilística aplica métodos específicos para avaliar a distribuição de probabilidade da variável dependente, baseando-se nas distribuições estatísticas conhecidas das variáveis independentes envolvidas na função de desempenho.

Existem diversos métodos de análise probabilística, os quais são diferenciados em termos de suposições, limitações e capacidade de lidar com problemas complexos. É interessante comparar os resultados entre diferentes métodos probabilísticos, tendo assim uma ideia dos erros e aproximações envolvidos em cada um, já que um método por si só não apresenta resultados fixos e indubitáveis. Entre os métodos disponíveis e consolidados, pode-se citar o Método de Monte Carlo, o Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância e o Método de Estimativas Pontuais de Rosenblueth.

O Método de Monte Carlo (MMC) se caracteriza pela geração de uma sequência de números aleatórios e uniformes, de acordo com a função de massa específica de probabilidade da variável. O objetivo da técnica é a aproximação da função de probabilidade para uma ou mais variáveis aleatórias. Com o Método de Monte Carlo, a partir das distribuições estatísticas das variáveis independentes, valores dessas variáveis são obtidos por meio de um gerador de números aleatórios, e os valores da variável dependente podem ser calculados. A partir de N repetições deste processo, a distribuição de probabilidade da variável dependente é obtida. Caso esta distribuição se estabilize, o Método de Monte Carlo é considerado um método exato.

O Método da Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM, do inglês “First-Order, Second Moment”) se baseia no truncamento dos primeiros termos de uma expansão da Série de Taylor da função de desempenho para estimar o valor esperado ou valor médio e a variância da função de desempenho. Este método fornece aproximações analíticas para a média e o desvio padrão de um parâmetro de interesse, como uma função da média e do desvio padrão dos vários fatores de entrada, e suas correlações (Griffith & Fenton, 2007). O fato de não ser necessário o conhecimento da função de distribuição de probabilidade das variáveis aleatórias

é uma vantagem deste método em relação a outros métodos probabilísticos, além de exibir cálculos matemáticos simplificados.

O Método de Estimativas Pontuais de Rosenblueth (PEM, do inglês “Point Estimate Method”) consiste em estimar os momentos (média, desvio padrão, coeficiente de assimetria etc.) da variável dependente em função das variáveis aleatórias independentes, para as quais se conheçam pelo menos dois momentos, média e desvio padrão (ou pelo menos suas estimativas), sem a necessidade de conhecer as distribuições de probabilidade completas das variáveis independentes ou da dependente. A presente dissertação dará um enfoque maior para o desenvolvimento do PEM.

Baecher & Christian (2003) destacam que o método em discussão se baseia em uma sólida fundamentação matemática, especificamente por meio do uso da quadratura Gaussiana aproximada para calcular momentos de uma função. Este método é frequentemente utilizado na geotecnia devido a duas principais vantagens: a primeira é sua simplicidade, pois exige um conhecimento básico sobre as distribuições de probabilidade dos parâmetros envolvidos, ou seja, os dados de entrada e, a segunda, é a precisão que oferece, considerada suficiente para diversas aplicações.

No entanto, o método apresenta uma limitação significativa: sua aplicabilidade confiável é restrita ao cálculo de momentos até a segunda ordem da distribuição de probabilidade da função em questão. Tentativas de usar o método para calcular momentos de ordem mais elevada geralmente resultam em uma falta de precisão nos resultados. Esta desvantagem aponta para a necessidade de prudência ao empregar este método para análises que requerem a avaliação de momentos de ordem superior.

3.3.1 Método de Estimativas Pontuais (PEM)

O Método de Estimativas Pontuais (Rosenblueth, 1975) é fundamentado na ideia de simplificar a avaliação da variabilidade de uma função de desempenho, que depende de múltiplas variáveis aleatórias, por meio da seleção de pontos específicos (estimativas pontuais) dentro da distribuição de cada variável. A técnica baseia-se no princípio de que é possível aproximar a função de distribuição de probabilidade de uma variável de saída (dependente) por meio da análise de sua resposta em certos pontos chave das distribuições de entrada (independentes).

Para tanto, é realizada a transformação da distribuição de probabilidade contínua de cada variável de entrada, denominada X_i , em uma distribuição discreta. Esta última é definida por

dois pontos específicos, X_i^+ e X_i^- , cada um acompanhado por suas respectivas concentrações de probabilidades, P_i^+ e P_i^- , respectivamente. El-Ramly (2001) aponta que a seleção dos pontos específicos e das concentrações de probabilidades associadas deve ser realizada de tal maneira que os momentos de primeira e de segunda ordem (ou seja, a média e a variância, respectivamente) da distribuição discreta resultante correspondam exatamente aos da distribuição contínua original.

Para cada variável aleatória, X_i , selecionam-se pontos específicos dentro de sua distribuição. Geralmente, são escolhidos dois pontos: um que representa um valor baixo (usualmente, um desvio padrão abaixo da média), X_i^- , e outro que representa um valor alto (um desvio padrão acima da média), X_i^+ . Essa escolha é baseada na premissa de que a maior parte da contribuição para a variabilidade da resposta está contida dentro deste intervalo, sendo dado por:

$$X_i^+ = \mu_i + \sigma_i \quad (3.30)$$

$$X_i^- = \mu_i - \sigma_i \quad (3.31)$$

onde, μ_i é o valor médio da variável X_i e σ_i é o desvio padrão da distribuição desta variável.

A determinação da média e da variância do fator de segurança é realizada por meio do cálculo de estimativas para a função de desempenho. O número de equações determinísticas do FS necessárias para calcular o primeiro e segundo momentos é influenciado pela quantidade de variáveis aleatórias presentes na equação de desempenho. Assim, o total de estimativas da função de desempenho corresponde a 2^N pontos, onde N corresponde ao número de variáveis aleatórias de entrada na função, conforme ilustrado na Fig. 3.5. Estas estimativas derivam dos valores obtidos a partir das 2^N equações do fator de segurança, que consideram todas as combinações possíveis dos pontos X_i^+ e X_i^- para cada variável aleatória. Isso resulta em uma série de valores $F(X_1^{\bar{}}, X_2^{\bar{}}, \dots, X_n^{\bar{}})$, onde cada combinação possível de X_i^+ e X_i^- é avaliada para estimar o desempenho da função.

		Número de Variáveis Aleatórias					
		1	2	3	4	...	N
Número de Termos	1	-	-	-	-		
	2	+	-	-	-		
	3	-	+	-	-		
	4	+	+	-	-		
	5	-	-	+	-		
	6	+	-	+	-		
	7	-	+	+	-		
	8	+	+	+	-		
	9	-	-	-	+		
	10	+	-	-	+		
	11	-	+	-	+		
	12	+	+	-	+		
	13	-	-	+	+		
	14	+	-	+	+		
	15	-	+	+	+		
	16	+	+	+	+		
	...						
2^N							

Figura 3.5: Ilustrativo do número de combinações possíveis para a função de desempenho a partir da quantidade de variáveis aleatórias.

Para cada combinação possível de pontos de estimativa das variáveis de entrada, calcula-se a resposta da função de desempenho, o que requer a avaliação da função para cada conjunto de estimativas pontuais, considerando as interações entre as variáveis.

A cada ponto de estimativa, X_i^+ e X_i^- , é atribuído um peso, P_i^+ e P_i^- , que reflete a probabilidade de ocorrência desse ponto dentro da distribuição da variável e representam funções de coeficientes de correlação entre as variáveis. A soma dos pesos de todos os pontos de estimativa para uma variável deve ser igual a 1 ($P_i^+ + P_i^- = 1$), garantindo que a representação probabilística seja mantida, conforme:

$$P_i^+ = \frac{1}{2^N} \left(1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=1+1}^n p_{ij} \right) \quad (3.32)$$

$$P_i^- = \frac{1}{2^N} \left(1 - \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=1+1}^n p_{ij} \right) \quad (3.33)$$

onde, p_{ij} denota o coeficiente de correlação entre as variáveis aleatórias X_i e X_j , definido por:

$$p_{ij} = \frac{E[(X_i - \mu_i)(X_j - \mu_j)]}{\sqrt{E[(X_i - \mu_i)^2]E[(X_j - \mu_j)^2]}} \quad (3.34)$$

As respostas calculadas são então ponderadas pelos respectivos pesos dos pontos de estimativa e agregadas para obter uma aproximação da distribuição de probabilidade da variável de saída. Com as concentrações de probabilidade definidas pelas Eqs. (3.32) e (3.33), pode-se calcular a média, primeiro momento da função de desempenho, onde a soma percorre todas as 2^N combinações, ponderando cada estimativa de $F(X_1^{\bar{}}, X_2^{\bar{}}, \dots, X_n^{\bar{}})$ pelas probabilidades dos pontos de estimativa usados:

$$\mu = \sum P_i F(X_i^{\pm}) \quad (3.35)$$

Para o cálculo da variância (σ^2) de $F(X_1^{\bar{}}, X_2^{\bar{}}, \dots, X_n^{\bar{}})$ segue-se um procedimento similar ao cálculo da média, mas focando na variação das estimativas de F em torno de μ :

$$\sigma^2 = \sum P_i [F(X_i^{\pm}) - \mu]^2 \quad (3.36)$$

Finalmente, o índice de confiabilidade, β , é calculado utilizando a Eq. 3.29, que se baseia nos resultados obtidos nas Eqs. 3.35 e 3.36. Assumindo uma distribuição de probabilidade específica para F , a probabilidade de falha, p_f , pode ser determinada com base no índice de confiabilidade, utilizando a função de distribuição acumulada padrão normal $\Phi(-\beta)$, se F for normalmente distribuída. Conforme Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), a função de distribuição acumulada que representa a probabilidade de falha pode ser determinada por:

$$p_f = 1 - \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\beta}{\sqrt{2}}\right) \quad (3.37)$$

3.3.2 Limiares de probabilidade de falha e de índice de confiabilidade

Na tomada de decisão dentro da engenharia, os valores de probabilidade de falha derivados de análises de confiabilidade requerem uma interpretação cuidadosa para serem efetivamente úteis. A mera existência de uma probabilidade de falha não adiciona valor prático sem um contexto comparativo, que inclui expectativas definidas e “benchmarks” de

desempenho de sistemas similares em condições análogas. Isso significa que a probabilidade de falha, por si só, não é suficientemente informativa para a engenharia sem a capacidade de compará-la com padrões estabelecidos ou desempenhos esperados para condições geotécnicas similares.

Em resposta a essa necessidade de contextualização, proposições de projeto baseadas em análises de confiabilidade e probabilísticas na engenharia estabelecem certos limiares, como um coeficiente de confiabilidade mínimo ou uma probabilidade de falha máxima admissível, como critérios para julgar a aceitabilidade de uma condição geotécnica. Esses limiares funcionam de maneira semelhante ao uso tradicional do fator de segurança na engenharia, oferecendo um parâmetro quantitativo de avaliação.

Organizações como o Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE, do inglês United States Army Corps of Engineers) avançaram nessa área ao propor coeficientes de confiabilidade e probabilidades de falha associadas a desempenhos esperados para diferentes tipos de obras geotécnicas. Esses valores fornecem diretrizes para a definição de padrões de desempenho aceitáveis, baseando-se em uma vasta gama de experiências e dados acumulados (USACE, 1999).

A adoção de valores propostos permite julgamentos sobre a viabilidade e segurança de projetos geotécnicos, orientando a tomada de decisão em um contexto onde as incertezas são inerentes. Assim, a integração desses limiares em análises de confiabilidade contribui significativamente para aprimorar o processo de design e avaliação de risco, alinhando as práticas de engenharia com os princípios de segurança e eficiência. Na Tab. 3.2 são apresentados os valores sugeridos pela USACE, conforme citado em Mascarenhas (2022).

Tabela 3.2: Índice de confiabilidade e probabilidade de falha admissíveis conforme USACE (adaptado de Mascarenhas, 2022).

Nível de desempenho	Índice de confiabilidade	Probabilidade de falha
Alto	5,0	$3,0 \times 10^{-7}$
Bom	4,0	$3,0 \times 10^{-5}$
Acima da média	3,0	$1,0 \times 10^{-2}$
Abaixo da média	2,5	$6,0 \times 10^{-3}$
Pobre	2,0	$2,3 \times 10^{-2}$
Insatisfatório	1,5	$7,0 \times 10^{-2}$

Nível de desempenho	Índice de confiabilidade	Probabilidade de falha
Perigoso	1,0	$1,6 \times 10^{-2}$

Silva (2018) realizou um compilado de recomendações de limiares para o índice de confiabilidade e para a probabilidade de falha sugeridos por vários autores, os quais são reproduzidos na Tab. 3.3.

Tabela 3.3: Limiares de índice de confiabilidade e probabilidade de falha definidos por vários autores (adaptado de Silva, 2018).

Autor	Índice de confiabilidade	Probabilidade de falha	Estrutura
Baecher et al. (1980)	-	$1,0 \times 10^{-4}$	Barragens
Sandroni & Sayão (1992)	-	$2,3 \times 10^{-2}$	Taludes de minas
Wolff (1996)	3,0	$1,0 \times 10^{-3}$	Taludes
El-Ramly (2001)	2,0	$2,0 \times 10^{-2}$	Taludes
Phoon et al. (2003)	3,2	$3,0 \times 10^{-4}$	Fundações
Chowdhury & Flentje (2003)	1,0 – 3,0	$1,5 \times 10^{-1} - 10^{-3}$	Taludes naturais
Elkateb et al. (2003)	-	$1,0 \times 10^{-3}$	Taludes

Deve-se salientar, entretanto, que a definição de limiares de falha para taludes deve ser feita em conjunto com a avaliação de risco, tendo por base o contexto da estrutura no meio social e ambiental.

4 METODOLOGIA

A metodologia adotada para o desenvolvimento deste estudo enfoca uma abordagem integrada que combina dados advindos de ensaios experimentais realizados por Dantas (2024), com análises determinísticas e probabilísticas para avaliar a estabilidade de taludes. Este enfoque multidisciplinar permite uma compreensão abrangente dos processos de infiltração e deslizamento em taludes, considerando tanto as propriedades físicas e hidráulicas do solo quanto as incertezas inerentes às variáveis geotécnicas.

A metodologia propriamente pode ser dividida em 3 (três) macro-etapas, as quais são apresentadas na Fig. 4.1 e discutidas nos capítulos seguintes.

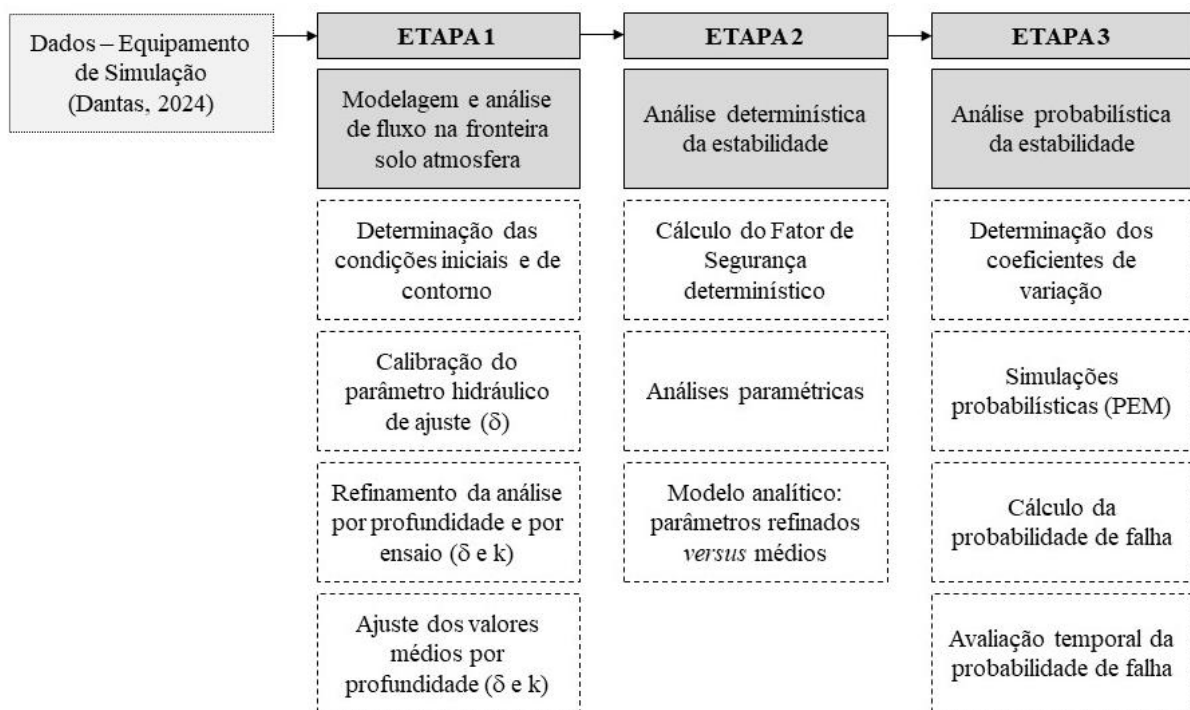


Figura 4.1: Esquema metodológico no qual se baseia o desenvolvimento da presente dissertação.

4.1 Ensaios realizados no Equipamento de Simulação (Dantas, 2024)

O Equipamento de Simulação desenvolvido por Dantas (2024), utilizando modelagem física a 1g em pequena escala, foi inspirado nos estudos de Jia et al. (2009) e Pajalić et al. (2021). O projeto não buscou replicar um talude real, mas criar uma fonte de dados confiável para futuras modelagens matemáticas e análises. O equipamento, localizado no Laboratório GeoFluxo da Universidade de Brasília (UnB), foi construído com estrutura metálica reforçada

que suporta cerca de 1.000 kg de material, tendo sido projetado com dimensões específicas para facilitar a simulação de deslizamentos superficiais, conforme apresentado na Fig. 4.2.

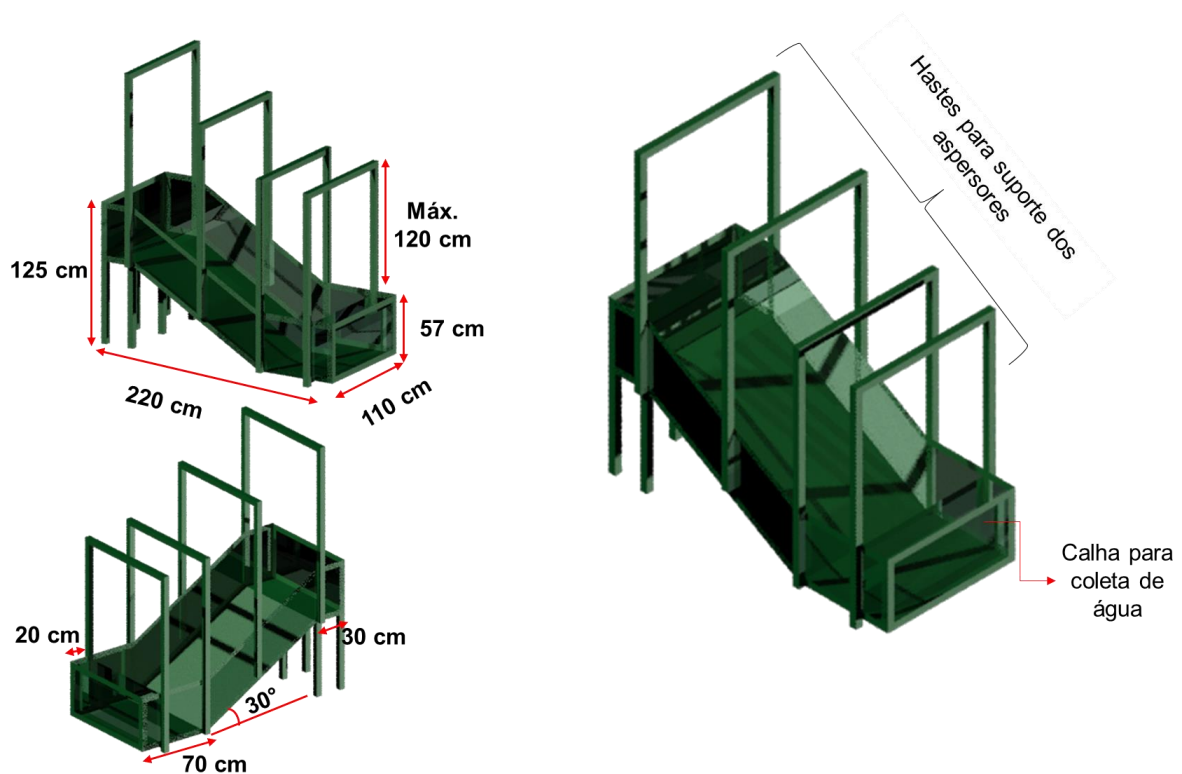


Figura 4.2: Esquema ilustrativo do Equipamento de Simulação para indução de eventos de falha em taludes (Dantas, 2024).

O sistema de precipitação artificial, utilizado para simular a resposta do talude à infiltração de água, é descrito por Dantas (2024) como sendo composto por cinco elementos principais, a saber: aspersores de água, canos de PVC e conjuntos de mangueiras para distribuição de água, válvula reguladora de pressão, minibombas de alta pressão e tanques de armazenamento de água.

Os aspersores ajustáveis foram dispostos para otimizar a cobertura da chuva sobre o talude, de forma que as gotas de chuva simuladas não levassem à ocorrência de erosão por impacto. A distribuição da água foi realizada por meio de canos de PVC fixados nas hastes do equipamento e conectados a mangueiras que distribuíam a água do tanque de armazenamento até os aspersores. Para regulação da pressão da água distribuída pelos aspersores, foi utilizada uma válvula reguladora de pressão, permitindo o controle preciso das condições de precipitação artificial.

Para a construção do modelo físico de talude em pequena escala, Dantas (2024) esclarece que se optou pelo uso de areia fina comercial, devido a diversas vantagens, tais como:

alta condutividade hidráulica, facilitando a observação dos fluxos de água; ausência de efeitos de sucção osmótica, comum em solos coesivos como argilas (Egeli & Firat Pulat, 2011 apud Dantas, 2024); e a praticidade de manuseio, trabalhabilidade, reutilização e facilidade de obtenção em quantidade suficiente. O material escolhido possibilitava, ainda, uma comparação direta com resultados de pesquisas anteriores, visando a previsão de seu desempenho em ensaios. A Fig. 4.3 apresenta o Equipamento de Simulação com o modelo reduzido de talude construído.



Figura 4.3: Equipamento de Simulação com o modelo reduzido de talude construído (Dantas, 2024).

Foram realizados ensaios de caracterização da areia, identificando-a como uma areia quartzosa, muito uniforme e mal graduada, com granulometria fina. Segundo a classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), conforme a ASTM D2487-17 (ASTM, 2017), a areia utilizada é classificada mal graduada. Para este material, inicialmente foi definida a curva granulométrica, a condutividade hidráulica saturada, o teor de umidade volumétrica inicial, saturada e residual, o índice de vazios, a porosidade e o peso específico, os quais são apresentados na Tab. 4.1.

Tabela 4.1: Propriedades gerais da areia utilizada no ensaio (adaptado de Dantas, 2024).

Propriedades físicas	Símbolo	Valor
Massa específica relativa dos grãos	G_s	2,64
Massa específica natural	ρ_n (g/cm ³)	1,60
Massa específica aparente seca	ρ_d (g/cm ³)	1,45

Propriedades físicas	Símbolo	Valor
Tamanho efetivo da partícula	D_{10}	0,09
Tamanho efetivo da partícula	D_{30}	0,10
Tamanho efetivo da partícula	D_{50}	0,16
Tamanho efetivo da partícula	D_{60}	0,20
Coefficiente de uniformidade	C_u	2,22
Coefficiente de curvatura	C_c	0,56
Condutividade hidráulica saturada	k_s (m/s)	10^{-4}
Teor de umidade volumétrica saturada	θ_s	0,44
Teor de umidade volumétrica residual	θ_r	0,0006
Índice de vazios	e	0,80
Índice de vazios máximo	e_{max}	0,97
Índice de vazios mínimo	e_{min}	0,73
Porosidade	n	0,45

A instrumentação utilizada no monitoramento do modelo físico de talude, permitiu a análise quantitativa do comportamento do solo durante a infiltração e a ruptura. Os parâmetros monitorados incluíram o teor de umidade volumétrica e a sucção mátrica desenvolvida. Para isso, foram empregados 6 (seis) sensores de umidade (TEROS 10), 6 (seis) tensiômetros (TEROS 21) e 2 (dois) “data loggers” de aquisição de dados fornecidos pela METER Group LatAm Ltda (METER Group AG, Munich, Germany). Maior detalhamento quanto à instrumentação utilizada pode ser verificado em Dantas (2024).

A construção do talude no interior do Equipamento de Simulação foi dividida em três etapas principais, abrangendo a montagem de três blocos para composição da geometria (BL-01, BL-02 e BL-03), com cada bloco dividido em camadas de 10 cm de espessura (C01 a C10), conforme apresentado na Fig. 4.4.

Os sensores de umidade e tensiômetros foram instalados em profundidades específicas para monitorar o comportamento do solo sob condições de infiltração e após a simulação de chuva. De acordo com Dantas (2024), os 12 sensores utilizados foram instalados em pares (um sensor de umidade e um tensiômetro, resultando em 6 pares), estando 3 pares do lado esquerdo e 3 do lado direito, nas profundidades de 6 cm, 14 cm e 22 cm em relação à superfície do talude.

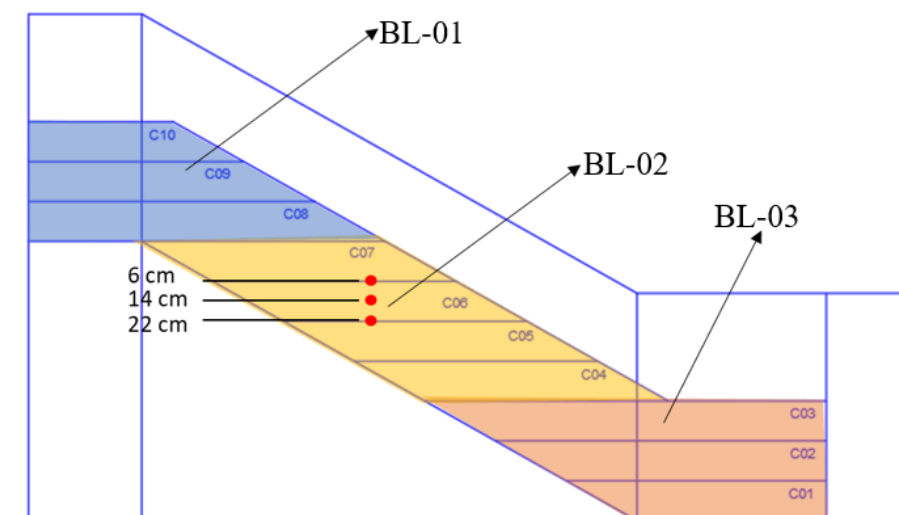


Figura 4.4: Esquema ilustrativo dos blocos e camadas de montagem do modelo físico de talude (adaptado de Dantas, 2024).

Os cenários de análise para observar o comportamento do talude sob diferentes condições de precipitação simulada, conforme descrito por Dantas (2024), foram planejados e executados, abrangendo um período de repouso inicial seguido por cinco ensaios distintos. Cada ensaio foi projetado para testar o impacto de variações na intensidade e distribuição da chuva sobre a estabilidade do talude, utilizando uma combinação de todos os aspersores ou apenas metade deles, para simular condições de precipitação variadas sobre diferentes partes do talude. Os detalhes são os seguintes:

- Período de repouso pós-montagem: o monitoramento começou em 10/05/2023, estendendo-se por 20 dias (cerca de 480 horas), sem precipitação, para estabilizar as condições iniciais do talude;
- 1º Ensaio: realizado em 30/05/2023, com duração de 40 minutos. Este ensaio simulou uma chuva constante de 78,2 mm/h com intervalos alternados de chuva e pausa, utilizando os seis aspersores e seguindo o padrão de chuva apresentado na Fig. 4.5;

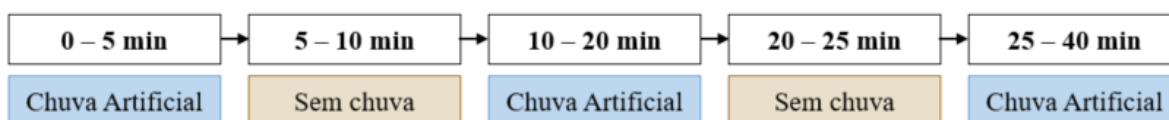


Figura 4.5: Esquema representativo da composição da chuva artificial aplicada no 1º Ensaio.

- 2º Ensaio: conduzido em 31/05/2023, com duração 75 minutos, apresentando uma chuva constante com intensidade de 78,2 mm/h sem interrupções e utilizando os seis aspersores;
- 3º Ensaio – Parte 1: executado em 16/06/2023, teve duração de 42 minutos. Neste cenário, apenas três aspersores foram ativados, todos localizados no lado direito do equipamento, para aplicar uma chuva com intensidade de 42 mm/h sobre metade do talude. Os primeiros 20 minutos do ensaio foram realizados com aplicação de chuva e, nos 22 minutos finais os aspersores permaneceram desligados;
- 3º Ensaio – Parte 2: também em 16/06/2023, com a mesma duração de 42 minutos, mas inverteu-se a ativação dos aspersores para o lado esquerdo, mantendo a intensidade da chuva em 37 mm/h. Os primeiros 18 minutos do ensaio foram realizados com aplicação de chuva e, nos 24 minutos finais, os aspersores permaneceram desligados; e
- 5º Ensaio – Parte 3: o último teste foi realizado no mesmo dia, com duração de 90 minutos. Utilizou-se uma chuva constante e máxima de 78,2 mm/h com os seis aspersores ativados, sem interrupções, até induzir a ruptura do talude.

As variáveis tempo e intensidade de chuveiramento aplicada em cada um dos ensaios, conforme contextualizado, encontram-se sintetizadas na Tab. 4.2.

Tabela 4.2: Variáveis de tempo e intensidade de chuveiramento aplicadas nos ensaios realizados.

Ensaio	Data	Duração (min)	Intensidade (mm/h)	Períodos de chuva
1	30/05/2023	40	78,2	(1) 05 minutos com chuva (2) 05 minutos sem chuva (3) 10 minutos com chuva (4) 5 minutos sem chuva (5) 15 minutos com chuva
2	31/05/2023	75	78,2	Chuva constante
3 – P1	16/06/2023	42	42,0	(1) 20 minutos com chuva

Ensaio	Data	Duração (min)	Intensidade (mm/h)	Períodos de chuva
				(2) 22 minutos sem chuva
3 – P2	16/06/2023	42	37,0	(1) 18 minutos com chuva (2) 24 minutos sem chuva
3 – P3	16/06/2023	90	78,2	Chuva constante

Com base nos dados de monitoramento obtidos dos ensaios realizados, por meio dos sensores instalados, bem como na geometria do talude implementado no Equipamento de Simulação, essa dissertação teve sua metodologia dividida em 3 (três) macro-etapas para atingir o objetivo a que se destina, sendo estas destrinchadas nos itens a seguir.

4.2 Etapa 1: Modelagem e análise do fluxo na fronteira solo-atmosfera

A metodologia adotada para a análise do fluxo de água não saturado em taludes envolveu a aplicação de modelos baseados nos dados experimentais obtidos nos ensaios realizados por Dantas (2024) no Equipamento de Simulação, conforme sintetizado no item 4.1 da presente dissertação.

Para o caso de estudo de estabilidade de taludes submetidos ao fluxo de água não saturado, as condições de contorno estudadas são referentes a uma coluna de solo semi-infinita e com velocidade de percolação constante na superfície (Cavalcante & Camapum de Carvalho, 2017). Dessa forma, a metodologia de implementação da análise de fluxo parte da determinação das condições de fronteira (inicial e de contorno) da coluna de solo analisada.

Os parâmetros físicos e hidráulicos obtidos por Dantas (2024) foram utilizados para a calibração do parâmetro hidráulico de ajuste, δ (Cavalcante & Zornberg, 2017), mediante a implementação da função “FindFit” no “software” Wolfram Mathematica, com posterior definição dos modelos constitutivos referentes à curva de retenção de água no solo e à função de condutividade hidráulica não saturada.

Como resultado da utilização dos modelos constitutivos para a calibração do parâmetro hidráulico de ajuste e com o valor da velocidade de descarga determinada, obteve-se a variação do teor de umidade volumétrica transiente ($\theta(z,t)$) por meio da solução analítica da equação de fluxo (Eq. 2.21) no “software” Wolfram Mathematica.

Reconhecendo a heterogeneidade do solo e as variações resultantes da compactação e dos ensaios descontínuos, o modelo foi refinado avaliando diferentes conjuntos de pares de parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica para cada profundidade de ensaio analisada individualmente. A análise considerou a intensidade de precipitação de cada ensaio e as velocidades de descarga de água correspondentes, levando em conta a condutividade hidráulica definida para cada profundidade.

Para melhor representar o avanço da frente de umidade no solo, o modelo analítico foi avaliado com valores médios ajustados para cada profundidade, considerando a complexa interação do fluxo inter-partículas e sua implicação na estabilidade do talude.

4.3 Etapa 2: Análise determinística da estabilidade

A análise determinística da estabilidade requer a entrada da função de desempenho do talude, que irá ponderar sua performance pelo fator de segurança calculado (FS) em relação ao fator de segurança crítico adotado (FS_{crit}). Neste sentido, o cálculo do FS determinístico transiente foi realizado conforme proposta apresentada por Mascarenhas (2022) (Eq. 3.27), com base no método do talude infinito e na variação do peso específico natural do solo, em função do teor de umidade volumétrica na condição transiente e não saturada.

Com base no modelo exposto, o Fator de Segurança foi calculado para cada ensaio e profundidade monitorada, considerando as condições específicas inerentes, incluindo a intensidade da precipitação e as propriedades hidráulicas do solo, para determinar como essas variáveis influenciam na estabilidade do talude.

A análise também explorou o impacto das chuvas antecedentes na variação temporal do Fator de Segurança, destacando como eventos de precipitação intensa podem reduzir significativamente a estabilidade do talude, especialmente em condições de saturação inicial elevada.

O modelo analítico foi implementado para calcular o Fator de Segurança transiente, utilizando os parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica refinados individualmente. Para avaliar a consistência dos resultados e a adequação dos parâmetros utilizados, a validade dos parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade médios, definidos por profundidade, foi verificada ao comparar os resultados do Fator de Segurança calculados com parâmetros refinados individualmente.

Por fim, foram realizadas análises paramétricas explorando o impacto de variáveis-chave, como o ângulo de atrito efetivo, peso específico seco do solo, inclinação do talude e velocidade de descarga de água sobre o Fator de Segurança.

A obtenção da variação temporal do Fator de Segurança permitiu a comparação do tempo para obtenção do Fator de Segurança crítico do modelo analítico, com o tempo para a ocorrência do evento de falha verificado no modelo físico reduzido.

4.4 Etapa 3: Análise probabilística da estabilidade

A aplicação da abordagem probabilística permite avaliar a determinação do potencial do talude modelado em apresentar comportamentos críticos, por meio do cálculo da probabilidade de falha transiente, $p_f(z, t)$, e da confiabilidade. Dessa forma, para avaliação da probabilidade de falha nos ensaios realizados por Dantas (2024), foi implementado no “software” Wolfram Mathematica o Método de Estimativas Pontuais de Rosenblueth (PEM), o qual é descrito no item 3.3.1 da presente dissertação.

Para implementação do PEM, tomou-se como variáveis aleatórias os seguintes parâmetros do solo: peso específico seco, condutividade hidráulica, parâmetro de ajuste hidráulico e ângulo de atrito efetivo. Os coeficientes de variação foram, então, definidos tomando por base a variabilidade amostral observada na calibração do parâmetro de ajuste hidráulico e da condutividade hidráulica, bem como os valores de referência apresentados por diversos autores e compilados na Tab. 3.1.

Foram realizadas 16 simulações, considerando as variáveis aleatórias e suas distribuições, para estimar o Fator de Segurança sob diferentes condições de precipitação e umidade. A análise da evolução temporal da estabilidade do talude permitiu identificar momentos críticos de aumento da probabilidade de falha, destacando a importância de considerar as condições iniciais de umidade e os efeitos das chuvas antecedentes.

A partir da obtenção da probabilidade de falha transiente, foi possível comparar o tempo para a obtenção da probabilidade de falha crítica ($p_{f,cr}$), advinda da implementação do método probabilístico PEM, com o tempo necessário para a ocorrência do evento de falha verificado no modelo físico reduzido.

5 APLICAÇÃO DO MODELO ANALÍTICO E ANÁLISE DOS RESULTADOS FUNDAMENTADOS NOS DADOS EXPERIMENTAIS

5.1 Caracterização geotécnica da areia utilizada

A fundamentação do presente capítulo repousa sobre a caracterização geotécnica da areia empregada na construção do modelo reduzido de talude no Equipamento de Simulação. Como afirmado por Dantas (2024), trata-se de uma areia fina lavada e homogênea, cujas propriedades físicas e mecânicas foram rigorosamente analisadas para melhor compreensão de seu comportamento em diferentes condições.

Iniciando o processo, foi estabelecida a curva granulométrica, a condutividade hidráulica saturada, o teor de umidade volumétrica inicial, saturado e residual, o índice de vazios, a porosidade e o peso específico. Estes parâmetros, conforme apresentados no item 4.1 da presente dissertação, proporcionam uma visão das características fundamentais da areia utilizada.

A curva granulométrica, determinada de acordo com a NBR 7.181 (ABNT, 2016), destaca a predominância da fração arenosa, com aproximadamente 61% de areia fina. É crucial observar que, na Engenharia Geotécnica, o termo areia denota solos nos quais a fração de areia supera 50%, enquanto que na Mecânica dos Solos, "areia" refere-se a materiais granulares com baixa porcentagem de finos, aqui cerca de 8%.

A investigação da resistência da areia envolveu ensaios de cisalhamento direto realizados por Dantas (2024), avaliada sob diferentes tensões normais. Os resultados revelam comportamentos característicos de areias fofas submetidas a carregamentos. Observa-se um crescimento gradual da tensão cisalhante com o deslocamento horizontal, juntamente com reduções significativas na altura do corpo de prova, especialmente em tensões normais mais elevadas.

A interpretação desses resultados levou à definição de parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, evidenciados pelo ângulo de atrito interno efetivo e pela coesão aparente. Embora a coesão obtida possa estar relacionada à compactação do material, será desconsiderada na modelagem devido à natureza não coesiva intrínseca da areia.

Este capítulo, assim, estabelece uma base sólida para a compreensão das propriedades geotécnicas da areia, essenciais para a análise e modelagem posterior do talude em questão.

5.2 Propriedades físicas da areia utilizada

Conforme Dantas (2024), o solo utilizado para a construção do modelo reduzido de talude no Equipamento de Simulação caracteriza-se por ser uma areia fina lavada e homogênea. A curva granulométrica da areia utilizada no ensaio, realizada em concordância com a NBR 7.181 (ABNT, 2016), é apresentada na Fig. 5.1.

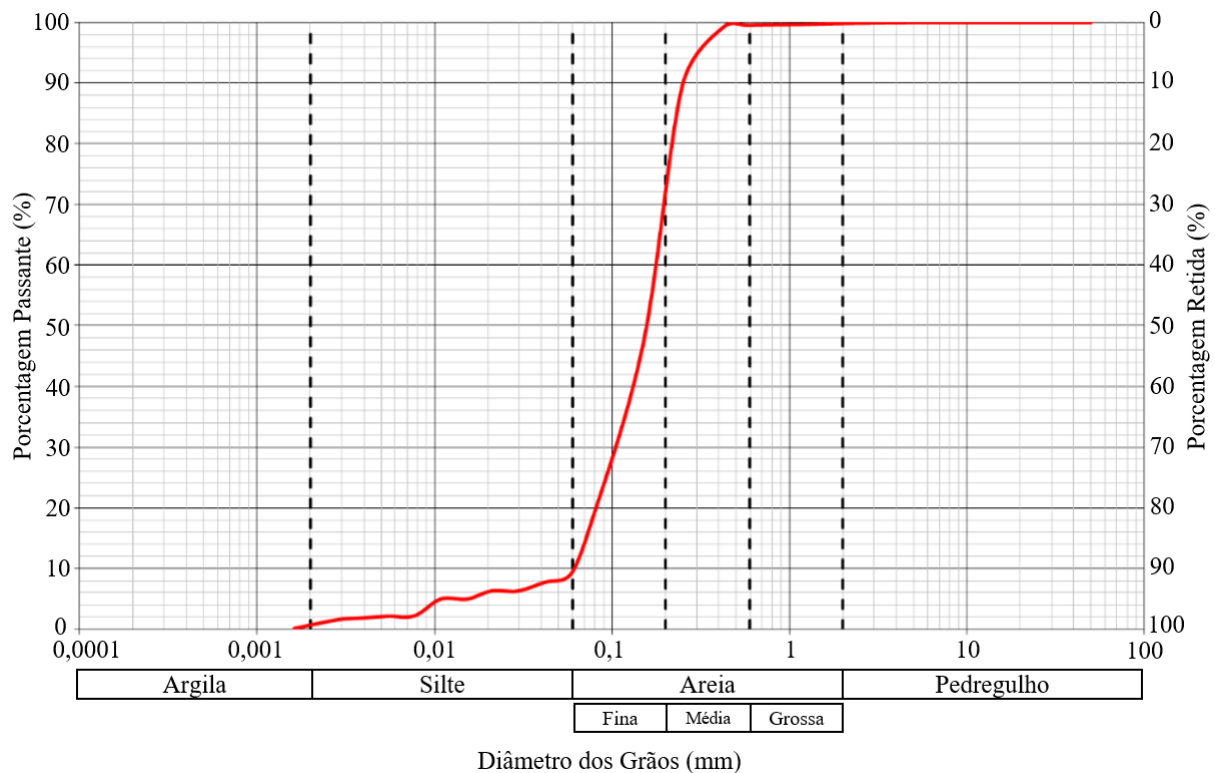


Figura 5.1: Curva granulométrica da areia utilizada no ensaio em conformidade com a NBR 7.181 (ABNT, 2016).

Conforme a descrição, a distribuição granulométrica apresentada evidencia um material arenoso, com teor de finos (silte e argila) de, aproximadamente, 8% e fração arenosa de 90%, cuja maior parcela refere-se à areia fina (cerca de 61%). Cabe ressaltar que, na Engenharia Geotécnica, a palavra areia é empregada para designar solos em que a fração areia é superior a 50% e, na Mecânica dos Solos, areia refere-se a materiais granulares com reduzida porcentagem de finos (menos de 12%) que não interferem significativamente no comportamento do conjunto (Pinto, 2006).

5.2.1 Definição dos parâmetros de resistência

Para obtenção dos parâmetros de resistência da areia, Dantas (2024) realizou ensaios de cisalhamento direto em 4 (quatro) corpos de prova, tendo sido aplicadas tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. O gráfico de tensão cisalhante “versus” deslocamento horizontal obtido para a areia ensaiada é apresentado na Fig. 5.2 e o gráfico de deslocamento vertical “versus” deslocamento horizontal, na Fig. 5.3.

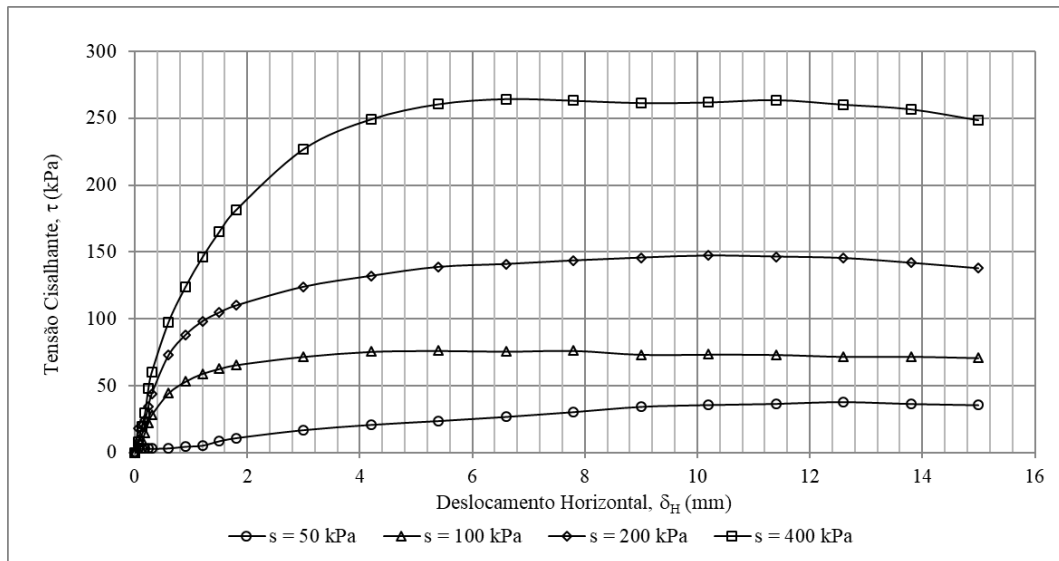


Figura 5.2: Tensão cisalhante “versus” deslocamento horizontal para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.

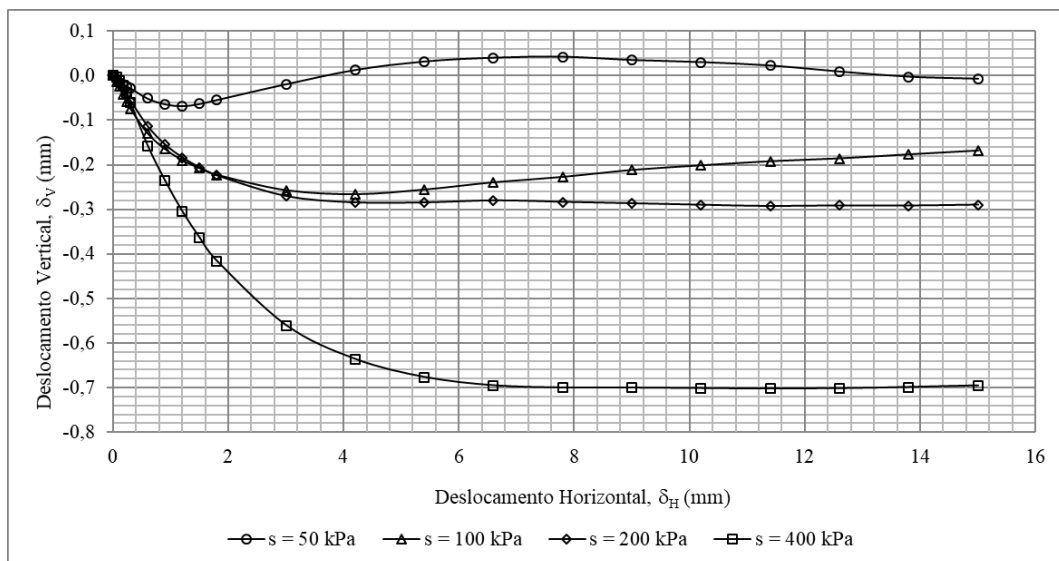


Figura 5.3: Deslocamento vertical “versus” deslocamento horizontal para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.

Verifica-se que, durante a aplicação do carregamento, o corpo de prova apresenta tensão cisalhante que cresce lentamente com o deslocamento horizontal, atingindo um valor máximo para deslocamentos da ordem de 4 a 5%. Observa-se ainda que, com o avanço do deslocamento horizontal, o corpo de prova apresenta redução de altura (deslocamento vertical negativo), sendo que, para tensões normais superiores, as reduções observadas na altura são mais significativas. Os citados comportamentos verificados são típicos de areias fofas submetidas a carregamentos, os quais são observados nos quatro ensaios realizados sob diferentes tensões normais.

Como as areias são materiais bastante permeáveis, quando estas encontram-se submetidas a carregamentos, há tempo suficiente para que ocorra a dissipação das poropressões geradas. Dessa forma, os parâmetros de resistência da areia utilizada no ensaio foram definidos em termos de tensões efetivas, por meio do ângulo de atrito interno efetivo obtido pelo ajuste linear entre a tensão normal aplicada (σ) em cada corpo de prova e a máxima tensão cisalhante (τ) obtida, conforme apresentado no gráfico da Fig. 5.4. Observa-se elevada aderência entre os dados obtidos do ensaio e a linha de regressão linear ajustada, tendo sido obtido R-quadrado de 99,7%.

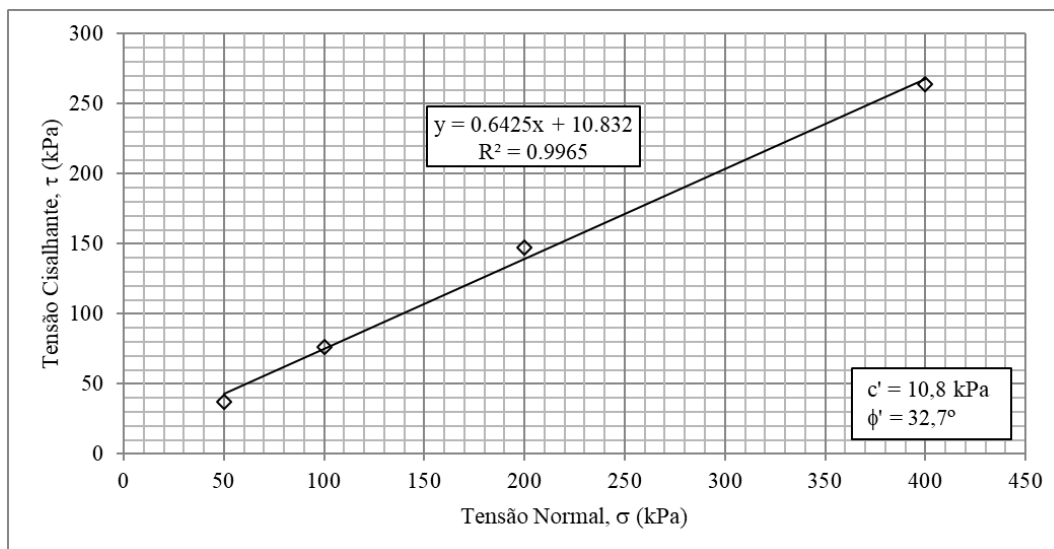


Figura 5.4: Tensão normal “versus” tensão cisalhante para a areia utilizada, resultante do ensaio de cisalhamento direto.

A partir da regressão linear, foram obtidos parâmetros de resistência efetivos representados pelo ângulo de atrito e pela coesão de, respectivamente, $32,7^\circ$ e $10,8 \text{ kPa}$. Entretanto, por sua natureza, a areia é definida como um material não coesivo, como pode ser constatado pela impossibilidade de se moldar um corpo de prova de areia seca ou saturada. A

coesão obtida do ensaio de cisalhamento direto realizado pode estar ligada à compactação empregada no material, não sendo representativa de seu comportamento, configurando uma coesão aparente. Dessa forma, para a modelagem a ser realizada, a coesão obtida será desconsiderada como um parâmetro de resistência da areia.

5.3 Monitoramento de umidade e sucção durante os ensaios de chuveiramento

A avaliação da relação estabelecida entre o avanço da frente de umidade e a consequente variação da sucção no modelo reduzido foi realizada tendo por base a execução de 3 (três) ensaios distintos, tendo sido o último subdividido em 3 (três) partes. As variáveis tempo e intensidade de chuveiramento aplicada em cada um destes ensaios são discriminadas na Tab. 4.2.

Para cada um dos ensaios realizados, nas profundidades de controle (6 cm, 14 cm e 22 cm), os gráficos apresentados nas Figs. 5.5 à 5.9 indicam a relação obtida entre as variáveis tempo, umidade volumétrica e sucção pelo “data logger” 1.

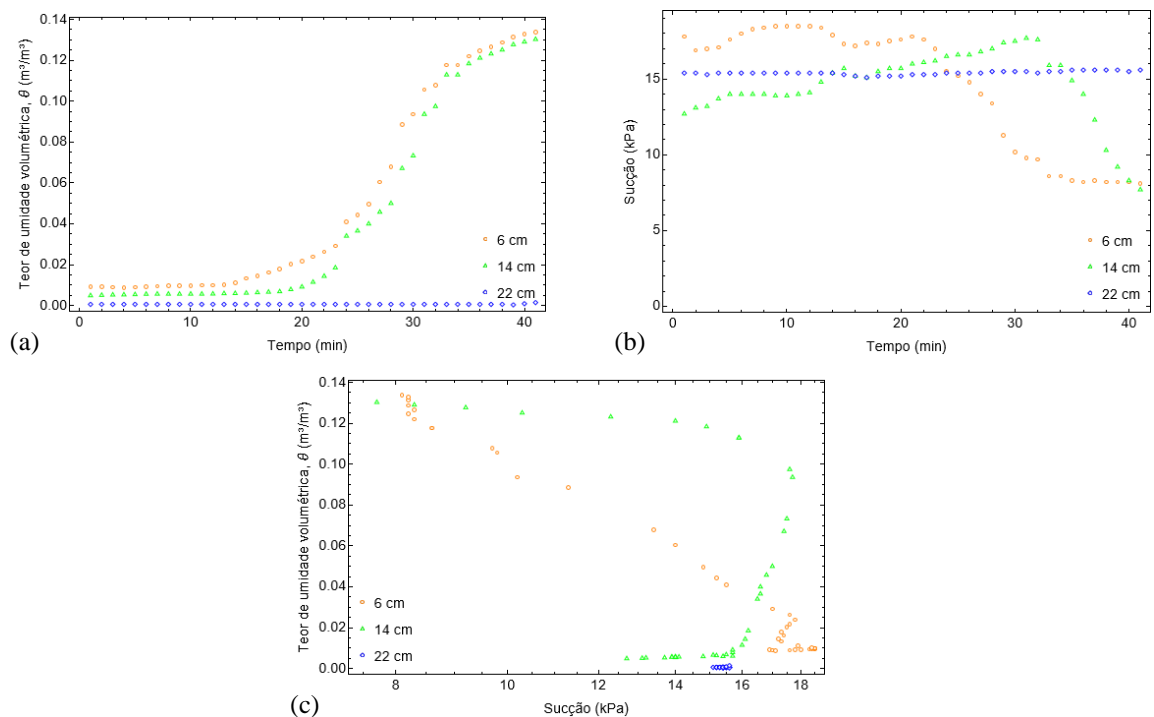


Figura 5.5: Ensaio 1 (30/05): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.

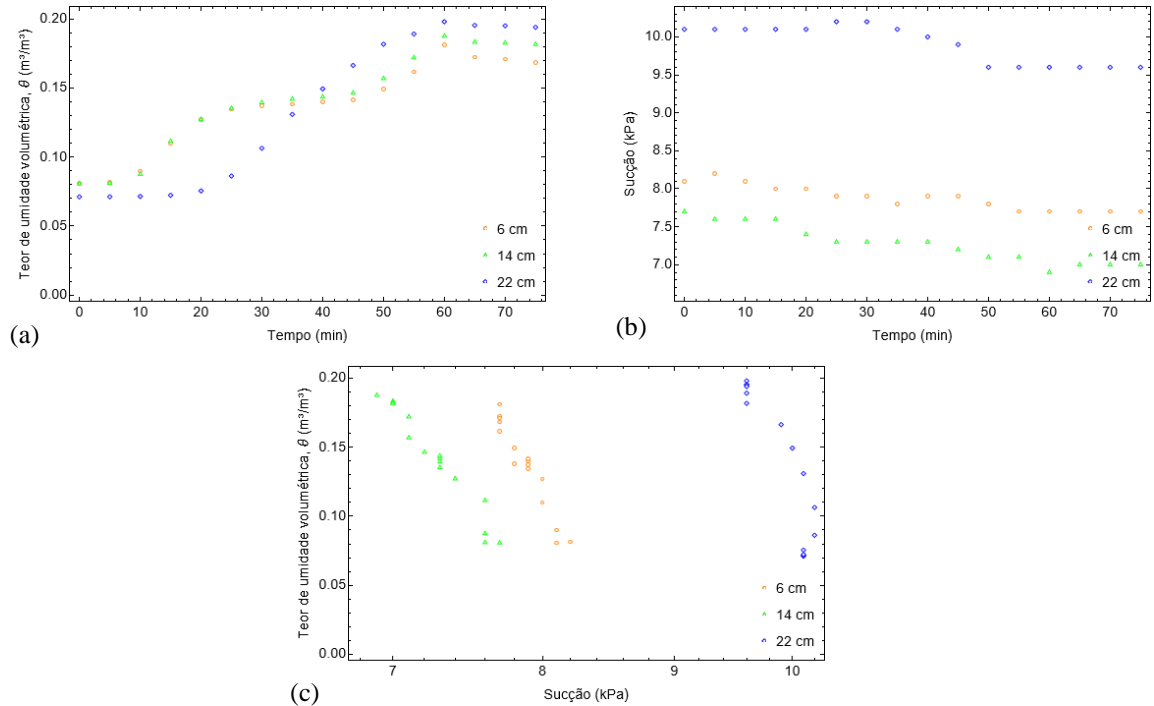


Figura 5.6: Ensaio 2 (31/05): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.

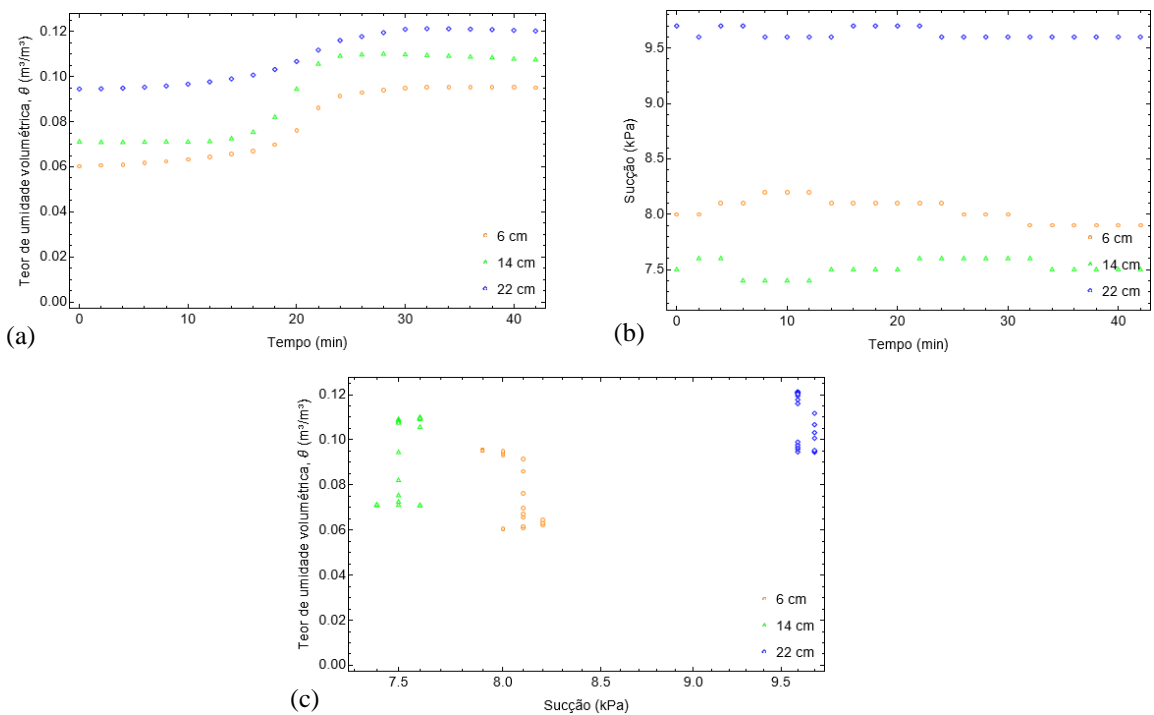


Figura 5.7: Ensaio 3 – P1 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.

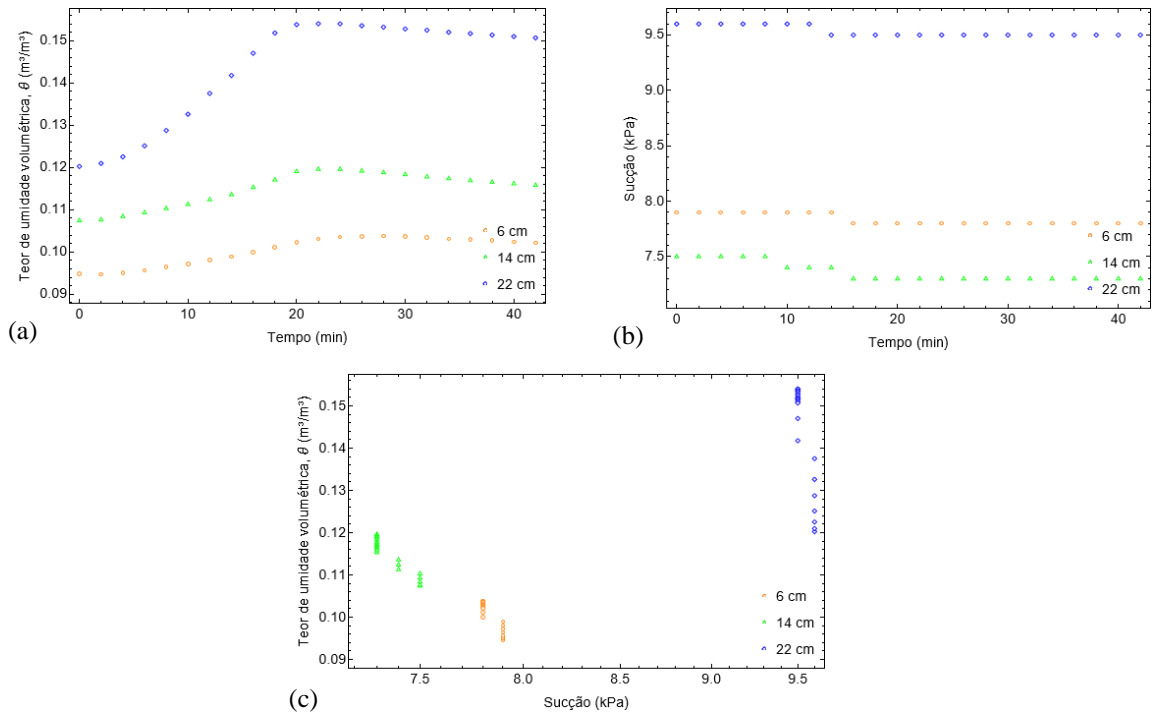


Figura 5.8: Ensaio 3 – P2 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.

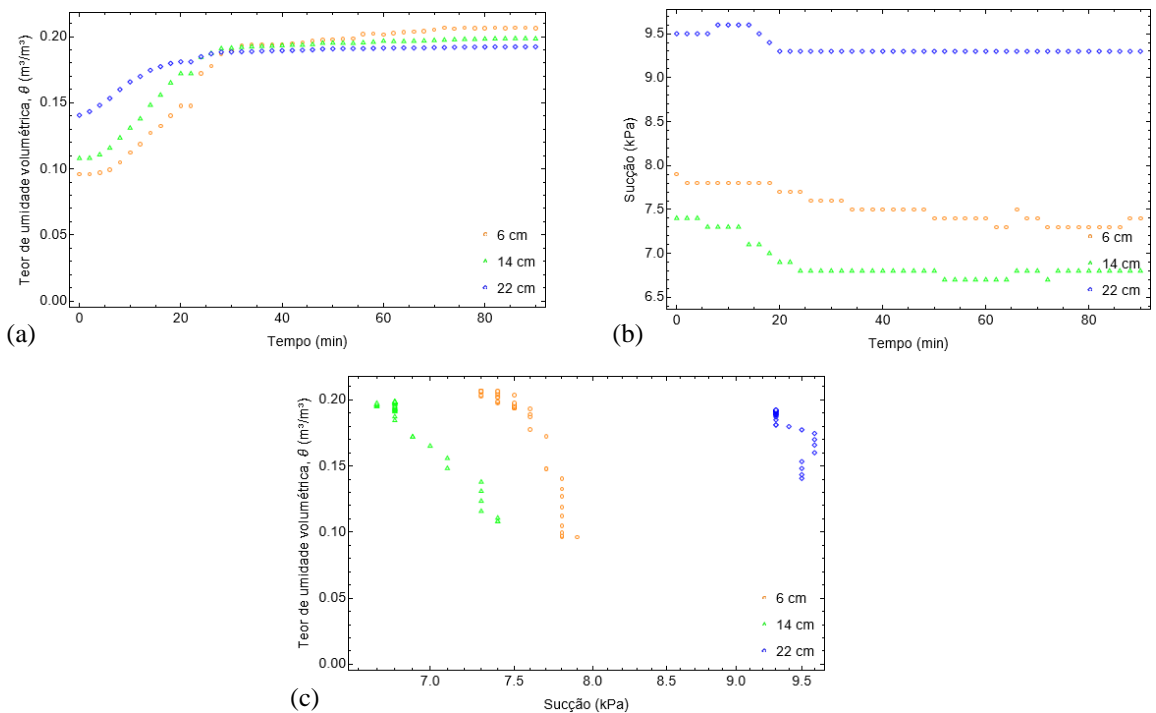


Figura 5.9: Ensaio 3 – P3 (16/06): (a) variação do teor de umidade volumétrica com o tempo; (b) variação da sucção com o tempo; e (c) relação entre a evolução da frente de umedecimento e a sucção.

A maior variação de umidade e sucção nas camadas superficiais durante o primeiro ensaio sugere uma resposta mais rápida do solo menos saturado às novas condições de umidade. Isso enfatiza a importância de entender as condições iniciais do solo para prever sua resposta a eventos de umedecimento. Observa-se que no ensaio realizado no dia 30/05 (ensaio 1, Fig. 5.5), a intensidade de chuva simulada no tempo não foi suficiente para ocasionar variação do teor de umidade volumétrica na profundidade de 22 cm, indicando que a infiltração não alcançou as camadas mais profundas do talude, possivelmente devido à baixa permeabilidade não saturada ou à alta resistência à penetração de água nessas camadas.

O teor de umidade volumétrica no modelo reduzido, durante os ensaios independentes realizados, apresenta-se na faixa de variação entre 0,0006 m³/m³ (30/05 – 22 cm) e 0,2068 m³/m³ (16/06 P3 – 6 cm) e, a sucção monitorada, apresenta-se na faixa de variação entre 18,5 kPa (30/05 – 6 cm) e 6,7 kPa (16/06 P3 – 14 cm).

Por meio dos gráficos apresentados, conforme esperado, observa-se a tendência de redução da sucção com o avanço da frente de umedecimento, em razão da progressão da substituição da fase ar pela fase água nos vazios do solo. Nos ensaios em que realizou-se a variação dos intervalos de chuva, tomando como exemplo os gráficos da Fig. 5.8, referente ao monitoramento realizado para a parte 2 do dia 16/06, observa-se que cessada a aplicação da chuva (cerca de 18 minutos após o início do ensaio), o teor de umidade volumétrica e a sucção tendem a estabilizar-se, mantendo-se aproximadamente constante até o encerramento.

Devido ao avanço da frente de umedecimento, em função da infiltração, em um talude infinito espera-se que as camadas mais superficiais do solo estejam submetidas aos maiores teores de umidade volumétrica, de forma que esta variável, para um determinado instante de tempo, apresente redução com a profundidade. Entretanto, importante notar que, a partir do ensaio do dia 31/05 ocorre inversão entre os teores de umidade volumétrica máximos experimentados pelo solo nas profundidades monitoradas, de forma que a camada mais inferior (22 cm) passa, então, a acusar os maiores níveis de teor de umidade volumétrica para um determinado instante de tempo. Este fenômeno pode ser explicado pelo crescente acúmulo de água na base da estrutura, no contato entre a caixa e o talude, em função da quantidade de água de entrada aplicada ser superior à quantidade de saída, sujeitando, pois, as camadas inferiores à uma saturação independente dos processos de precipitação e infiltração impostos.

No último estágio de avaliação, referente à terceira parte do ensaio do dia 16/06, responsável por levar o talude à ruptura, observa-se que entre o tempo de 26 minutos e 32 minutos a variação do teor de umidade volumétrica retorna ao padrão esperado, ou seja, apresenta comportamento decrescente com a profundidade. Conforme observado “in loco”, este

também é o momento em que é possível verificar as primeiras rupturas no talude, as quais ocorrem de baixo para cima. Ao correlacionar as observações mencionadas, depreende-se que, quando ocorre a nova inversão do comportamento do teor de umidade volumétrica com a profundidade, as medições dos sensores começam a apresentar uma constância progressiva, devido às rupturas. Dessa forma, o que ocorre de fato não é uma re-inversão do comportamento, mas uma interrupção forçada do monitoramento devido à pausa de leitura dos sensores. O processo inicia com o sensor de 22 cm, seguido pelos sensores de 14 cm e de 6 cm, devido às rupturas que ocorrem progressivamente de baixo para cima

Em função da baixa saturação do talude previamente ao início do primeiro ensaio, as maiores amplitudes de variação do teor de umidade volumétrica e de sucção ocorrem quando a estrutura é submetida ao primeiro chuveiramento, conforme apresentado na Tab. 5.1. Exceção a este comportamento é inerente à profundidade de 22 cm, onde, no primeiro ensaio, praticamente não houve avanço da frente de umedecimento, dadas as razões apresentadas anteriormente. Uma vez que os ensaios realizados são independentes no tempo e, ao se comparar aqueles que foram realizados sob mesma intensidade de precipitação artificial, tal observação pode ser indicativa de que, quanto menor o teor de umidade inicial a que o talude encontra-se submetido, maior é a taxa com que o solo (em especial as camadas mais superiores do talude) alcança níveis mais elevados de umidade com consequente redução da sucção. O que resulta, portanto, em uma abrupta queda de resistência do maciço em um tempo relativamente baixo e em possibilidade de rupturas localizadas.

Tabela 5.1: Amplitude de variação do teor de umidade nos ensaios realizados.

Ensaio	Duração (min)	Intensidade (mm/h)	Prof. (cm)	Teor de umidade volumétrica			Sucção		
				Inicial	Final	Taxa	Inicial	Final	
				(m ³ /m ³)	(m ³ /m ³ /min)	(%)	(kPa)		
1	40	78,2	6	0,0093	0,1338	0,0031	0,31	17,8	8,1
			14	0,0049	0,1302	0,0031	0,31	12,7	7,7
			22	0,0006	0,0015	0,0000	0,00	15,4	15,6
2	75	78,2	6	0,0808	0,1683	0,0012	0,12	8,1	7,7
			14	0,0807	0,1816	0,0013	0,13	7,7	7,0
			22	0,0712	0,1940	0,0016	0,16	10,1	9,6
3 – P1	42	42,0	6	0,0603	0,0951	0,0008	0,08	8,0	7,9

Ensaio	Duração (min)	Intensidade (mm/h)	Prof. (cm)	Teor de umidade volumétrica			Sucção		
				Inicial	Final	Taxa	Inicial	Final	
				(m ³ /m ³)	(m ³ /m ³ /min)	(%)	(kPa)		
3 – P2	42	37,0	14	0,0710	0,1074	0,0009	0,09	7,5	7,5
			22	0,0945	0,1203	0,0006	0,06	9,7	9,6
			6	0,0948	0,1022	0,0002	0,02	7,9	7,8
			14	0,1074	0,1158	0,0002	0,02	7,5	7,3
			22	0,1203	0,1507	0,0007	0,07	9,6	9,5
			6	0,0961	0,2065	0,0012	0,12	7,9	7,4
3 – P3	90	78,2	14	0,1080	0,1984	0,0010	0,10	7,4	6,8
			22	0,1406	0,1923	0,0006	0,06	9,5	9,3

Cabe constatar, ainda, que a variação do teor de umidade volumétrica “versus” sucção, não apresenta um comportamento homogêneo entre as profundidades monitoradas, o que pode ser explicado pela possível variação de compactação imposta durante a construção do modelo reduzido em camadas e da tensão normal aplicada devida ao peso próprio a que cada profundidade está submetida.

5.4 Modelagem e análise do fluxo

No contexto da estabilidade de taludes não saturados submetidos ao fluxo de água, este capítulo se debruça sobre a complexidade das condições de contorno associadas a uma coluna de solo semi-infinita, tendo por base os dados provenientes dos ensaios realizados no modelo reduzido construído no Equipamento de Simulação. Com base nas contribuições de Cavalcante & Camapum de Carvalho (2017), que exploram a temática de estabilidade de taludes, a metodologia adotada neste estudo parte da determinação criteriosa das condições iniciais e de contorno da coluna de solo analisada.

A implementação da análise de fluxo é delineada a partir da obtenção de parâmetros físicos e hidráulicos específicos para a areia ensaiada, utilizando técnicas descritas por Cavalcante & Zornberg (2017). A calibração do parâmetro hidráulico de ajuste, representado por δ , é realizada por meio da aplicação da função "FindFit" no “software” Wolfram

Mathematica. Contudo, a análise revela desafios na adequação do parâmetro de ajuste, exigindo uma abordagem mais refinada.

A investigação se estende a uma avaliação detalhada, considerando a heterogeneidade resultante dos ensaios descontínuos e da compactação do modelo. O capítulo apresenta uma segunda etapa, na qual são avaliados diferentes conjuntos de parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica para cada profundidade analisada. Este processo iterativo visa uma melhor adaptação do modelo analítico aos perfis de umidade observados experimentalmente.

Os resultados obtidos, documentados em tabelas e gráficos, destacam a variação significativa nos parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica em diferentes profundidades. A influência da intensidade de precipitação em cada ensaio e as correspondentes velocidades de descarga de água admitidas são discutidas, considerando as peculiaridades do processo em regime fechado.

Ao final, o capítulo apresenta uma síntese das análises realizadas, evidenciando tendências observadas nos parâmetros de ajuste ao longo da profundidade. A modelagem analítica é refinada por meio de valores médios ajustados para cada profundidade, proporcionando uma representação mais coesa do avanço da frente de umidade no solo.

5.4.1 Calibração inicial do parâmetro de ajuste hidráulico (δ)

Para o caso de estudo de estabilidade de taludes não saturados submetidos ao fluxo de água, as condições de contorno estudadas são referentes a uma coluna de solo semi-infinita e com velocidade de percolação constante na superfície (Cavalcante & Camapum de Carvalho, 2017). Dessa forma, a metodologia de implementação da análise de fluxo partiu da determinação das condições de fronteira (inicial e de contorno) da coluna de solo analisada.

Os parâmetros físicos e hidráulicos obtidos para a areia ensaiada foram utilizados para realizar uma calibração inicial do parâmetro hidráulico de ajuste médio, δ (Cavalcante & Zornberg, 2017), mediante a implementação da função “FindFit” no “software” Wolfram Mathematica.

Nesta primeira aproximação foram utilizados os dados completos dos ensaios realizados (par sucção “versus” teor de umidade volumétrica), independentemente da profundidade do sensor instalado e da data de ensaio na qual foi realizado o monitoramento, resultando em um valor de $\delta = 0,13 \text{ kPa}^{-1}$. A curva característica obtida por meio do parâmetro de ajuste hidráulico definido, em conjunto com os pontos monitorados, são apresentados na Fig. 5.10.

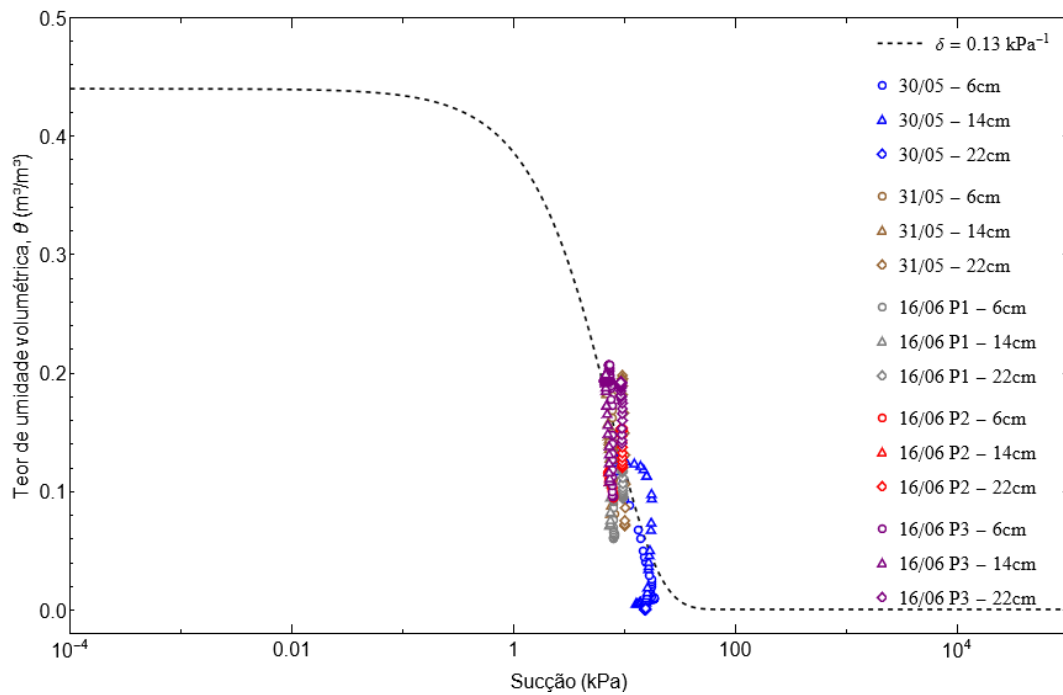


Figura 5.10: Comparação entre os pontos experimentais e a SRWC obtida analiticamente por meio do parâmetro de ajuste hidráulico inicial médio do modelo constitutivo de Cavalcante & Zornberg (2017).

5.4.2 Refinamento da análise: avaliação de parâmetros de ajuste por profundidade

Apesar de o “software” Wolfram Mathematica retornar que um ajuste de $\delta = 0,13 \text{ kPa}^{-1}$ seria adequado para a areia utilizada, tendo por base o conjunto geral de ensaios realizados, individualmente, ao aplicar o parâmetro de ajuste hidráulico assim obtido para cada profundidade monitorada, a fim de se obter a variação analítica da evolução do perfil de umidade do solo, observa-se que este parâmetro de ajuste em conjunto com a condutividade hidráulica saturada (Dantas, 2024) não oferece aderência ao modelo. As curvas ajustadas para cada profundidade, de modo a se obter a variação do perfil de umidade com o tempo por meio da metodologia de Cavalcante & Zornberg (2017), utilizando-se do parâmetro de ajuste médio calibrado, não se adequa ao avanço da frente de umedecimento verificado na prática em todos os ensaios realizados. Como exemplificação do exposto, as curvas geradas para o ensaio 2, realizado no dia 31/05, com base no par $\delta = 0,13 \text{ kPa}^{-1}$ e $k_s = 10^{-4} \text{ m/s}$ (Dantas, 2024), para alimentar o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017) (Eq. 2.21), são apresentadas na Fig. 5.11.

Os resultados mostram que, logo após o início da aplicação da precipitação artificial, a umidade aumenta rapidamente até atingir seu máximo e logo se estabiliza, de acordo com o

modelo analítico. Em contraste, os dados dos sensores indicam que o aumento da umidade acontece de maneira mais gradual e contínua ao longo do tempo.

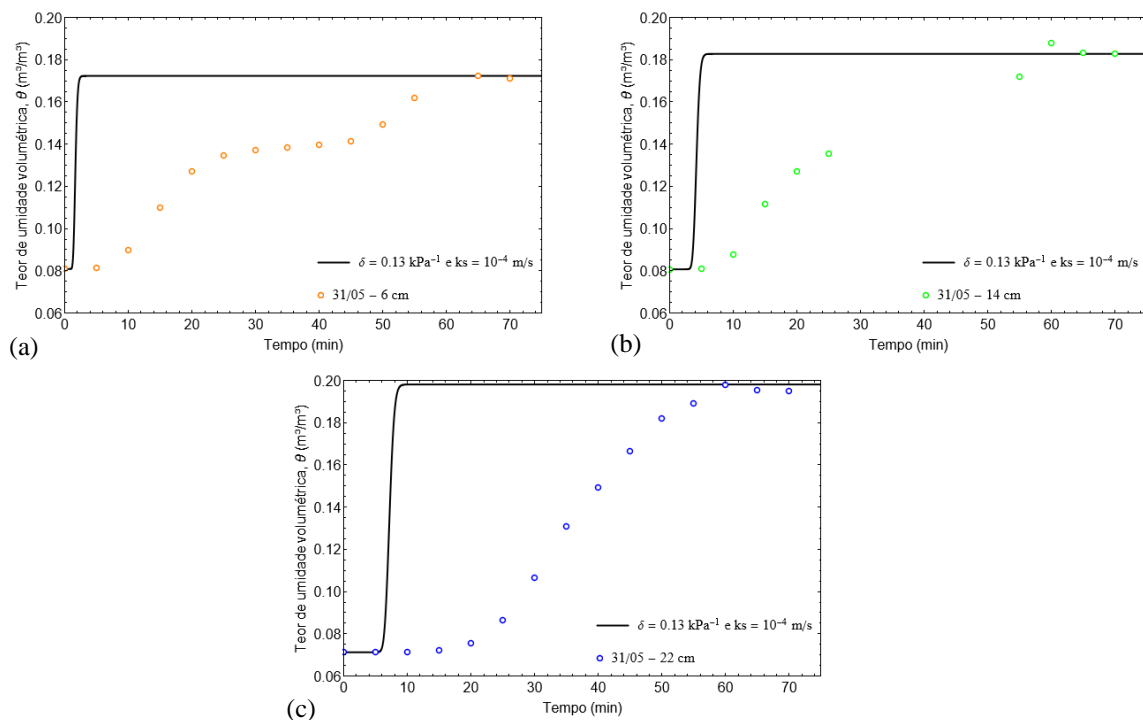


Figura 5.11: Ensaio 2 (31/05) com base no par $\delta = 0,13 \text{ kPa}^{-1}$ e $k_s = 10^{-4} \text{ m/s}$: (a) ajuste do perfil de umidade para $z = 6 \text{ cm}$; (b) ajuste do perfil de umidade para $z = 14 \text{ cm}$; e (c) ajuste do perfil de umidade para $z = 22 \text{ cm}$.

Em função dos ensaios terem sido realizados de forma descontínua, levando o material a experimentar variadas trajetórias de umedecimento e de secagem durante o processo, e bem como à heterogeneidade de compactação inerente à construção do modelo, acarretando em diferentes índices de vazios para cada porção do talude, para aproximação do modelo analítico aos perfis de umidade obtidos durante os ensaios, para cada profundidade analisada, foi necessário avaliar diferentes parâmetros de ajuste, de forma a que o ganho de umidade do modelo se apresentasse de maneira mais gradual. Dessa forma, num segundo momento, avaliou-se, para cada profundidade de ensaio, o par parâmetro de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica que fornecesse o melhor ajuste ao modelo analítico utilizado, tomando como referência o teor de umidade volumétrica inicial e final medidos.

Para cada profundidade, a velocidade de descarga de água imposta no contorno superior da coluna de solo admitida, foi definida tendo como base a intensidade de chuva imposta em cada ensaio (Tab. 4.2), desconsiderando-se perdas por evaporação, uma vez que o processo se deu em regime fechado (toda a precipitação imposta gera escoamento superficial e infiltração).

A separação entre as quantidades que escoam superficialmente e que, de fato, infiltram, foi definida tendo como base a condutividade hidráulica admitida em cada profundidade. De forma interativa, balizando-se pela intensidade de chuva imposta em cada ensaio, definiu-se a máxima velocidade de descarga de água que pode ser fisicamente imposta para que a velocidade de percolação máxima se iguale à condutividade hidráulica saturada (Eq. 2.19).

Para cada profundidade avaliada, nos diferentes ensaios realizados, a Tab. 5.2 apresenta a relação entre a intensidade de precipitação aplicada em cada ensaio e as devidas velocidades de descarga de água admitidas e condutividades hidráulicas ajustadas para cada profundidade. Cabe ressaltar ainda que, para simplificação da modelagem analítica do avanço da frente de umidade, foi imposta uma velocidade de descarga de água constante durante todo o tempo de aplicação da precipitação simulada nos cenários avaliados, o que pode levar a pequenas divergências em relação aos ensaios realizados, uma vez que, em alguns destes, a precipitação imposta foi variável ao longo do tempo, conforme indicado na Tab. 4.2.

Tabela 5.2: Relação entre a intensidade de precipitação aplicada em cada ensaio e as devidas velocidades de descarga de água admitidas e condutividades hidráulicas ajustadas para cada profundidade.

Ensaio	Intensidade aplicada		Prof. (cm)	Condutividade hidráulica ajustada (m/s)	Velocidade de descarga (m/s)	
	(mm/h)	(m/s)			Máxima	Admitida
1	78,2	$2,2 \times 10^{-5}$	6	$4,7 \times 10^{-6}$	$4,7 \times 10^{-6}$	$4,7 \times 10^{-6}$
			14	$1,0 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-5}$
			22	-	-	-
2	78,2	$2,2 \times 10^{-5}$	6	$6,5 \times 10^{-6}$	$6,5 \times 10^{-6}$	$6,5 \times 10^{-6}$
			14	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$
			22	$1,8 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-5}$
3 – P1	42,0	$1,2 \times 10^{-5}$	6	$4,6 \times 10^{-6}$	$4,6 \times 10^{-6}$	$4,6 \times 10^{-6}$
			14	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,3 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$
			22	$2,1 \times 10^{-5}$	$2,1 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$
3 – P2	37,0	$1,0 \times 10^{-5}$	6	$5,4 \times 10^{-6}$	$5,4 \times 10^{-6}$	$5,4 \times 10^{-6}$
			14	$6,0 \times 10^{-6}$	$6,0 \times 10^{-6}$	$6,0 \times 10^{-6}$

Ensaio	Intensidade aplicada		Prof. (cm)	Condutividade hidráulica ajustada (m/s)	Velocidade de descarga (m/s)	
	(mm/h)	(m/s)			Máxima	Admitida
			22	$3,8 \times 10^{-5}$	$3,8 \times 10^{-5}$	$1,0 \times 10^{-5}$
			6	$7,7 \times 10^{-6}$	$7,7 \times 10^{-6}$	$7,7 \times 10^{-6}$
3 – P3	78,2	$2,2 \times 10^{-5}$	14	$2,3 \times 10^{-5}$	$2,3 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$
			22	$4,0 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$	$2,2 \times 10^{-5}$

Os ajustes individuais, assim realizados, são apresentados, para cada profundidade ensaiada, nas Figs. 5.12 à 5.16.

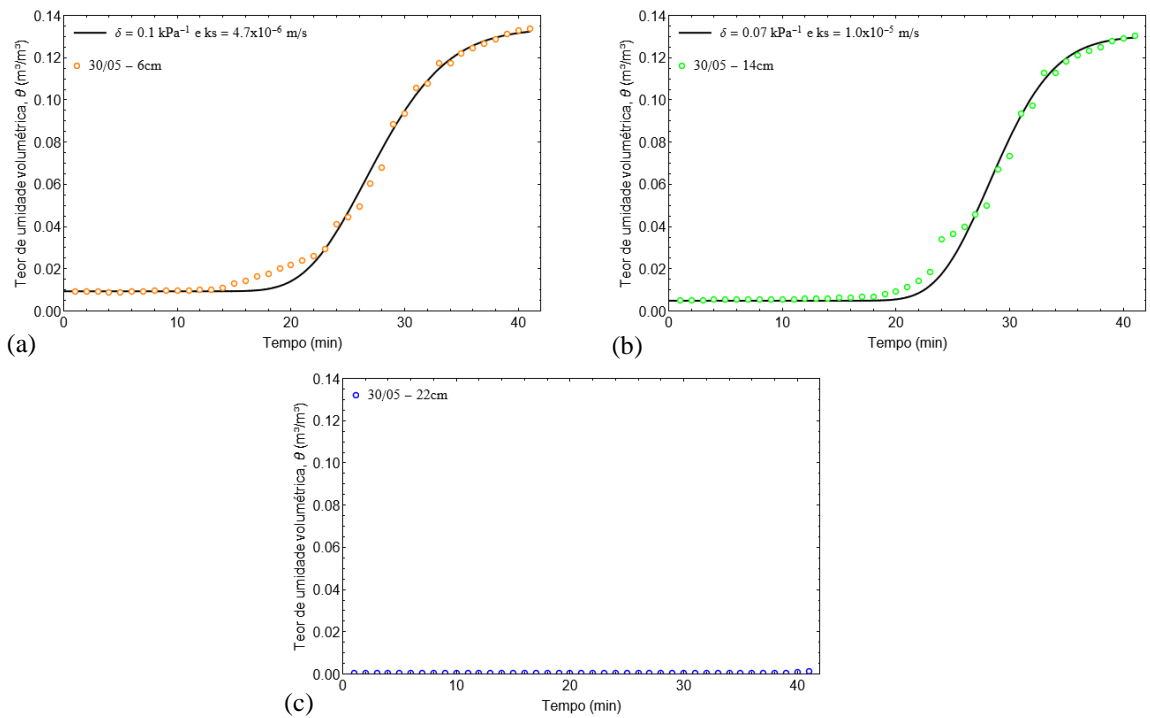


Figura 5.12: Ensaio 1 (30/05) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.

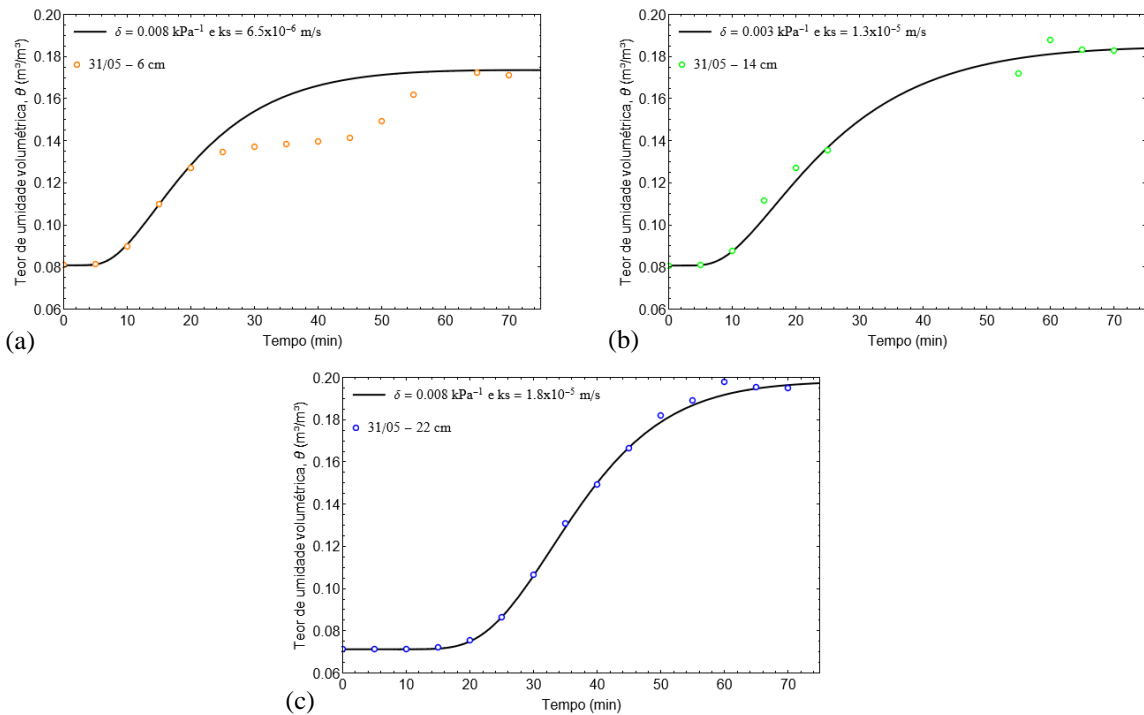


Figura 5.13: Ensaio 2 (31/05) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6 \text{ cm}$; (b) perfil de umidade para $z = 14 \text{ cm}$; e (c) perfil de umidade para $z = 22 \text{ cm}$.

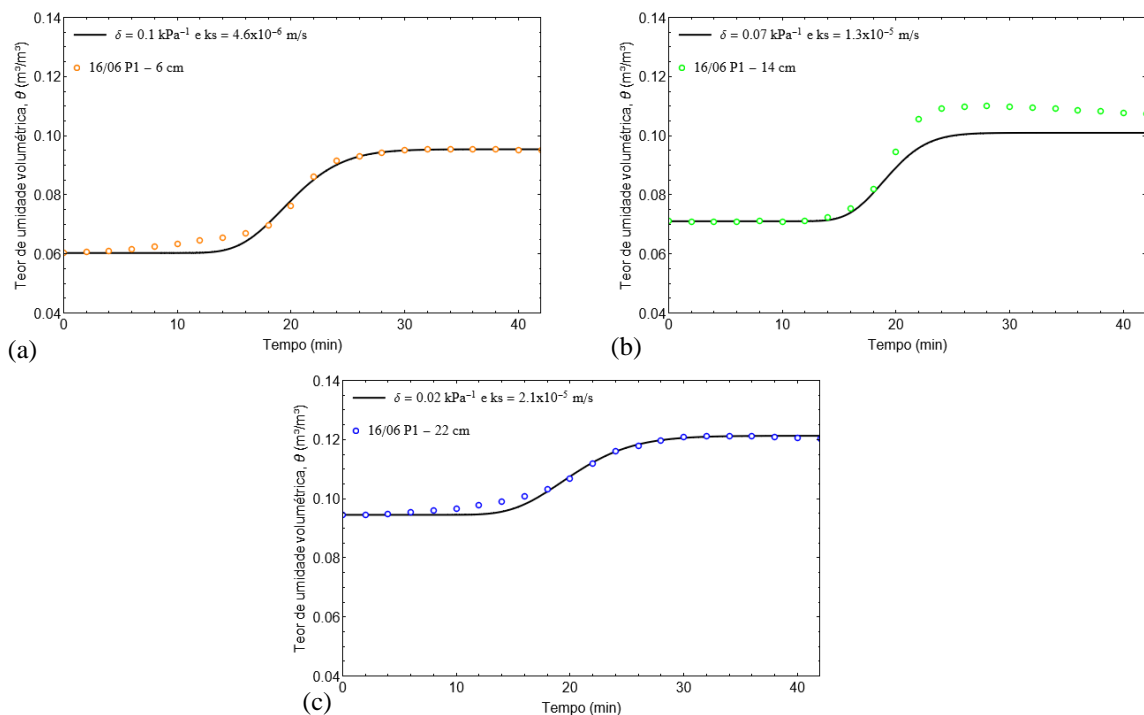


Figura 5.14: Ensaio 3 – P1 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6 \text{ cm}$; (b) perfil de umidade para $z = 14 \text{ cm}$; e (c) perfil de umidade para $z = 22 \text{ cm}$.

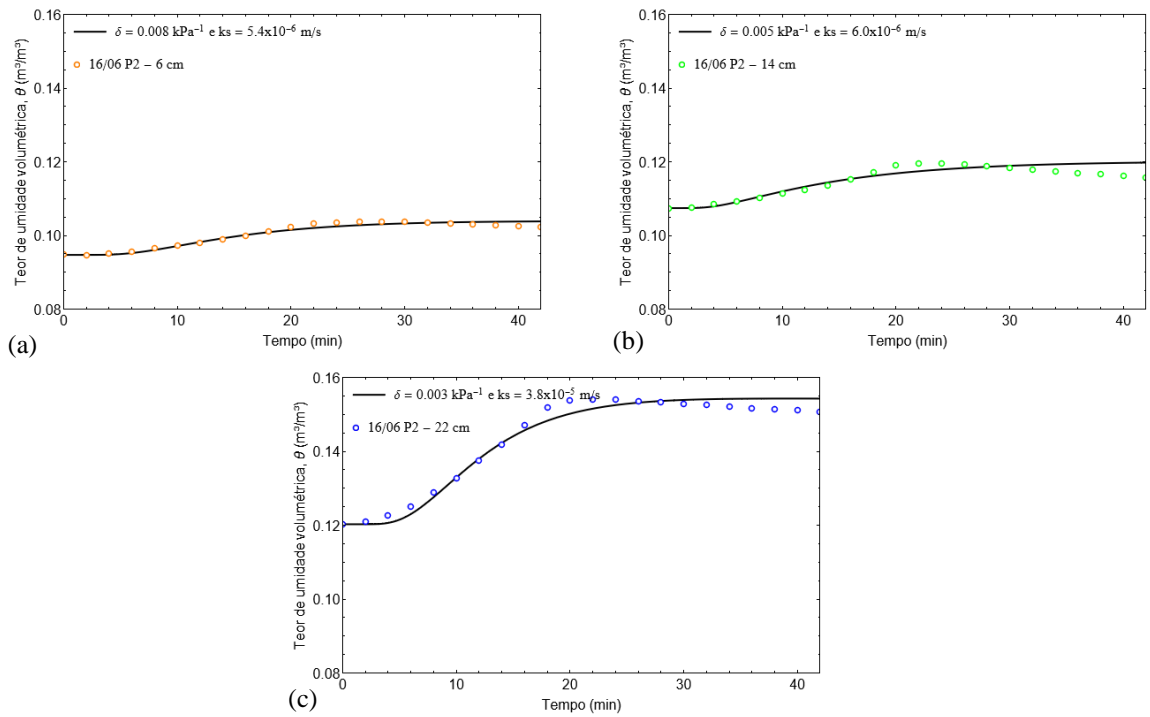


Figura 5.15: Ensaio 3 – P2 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.

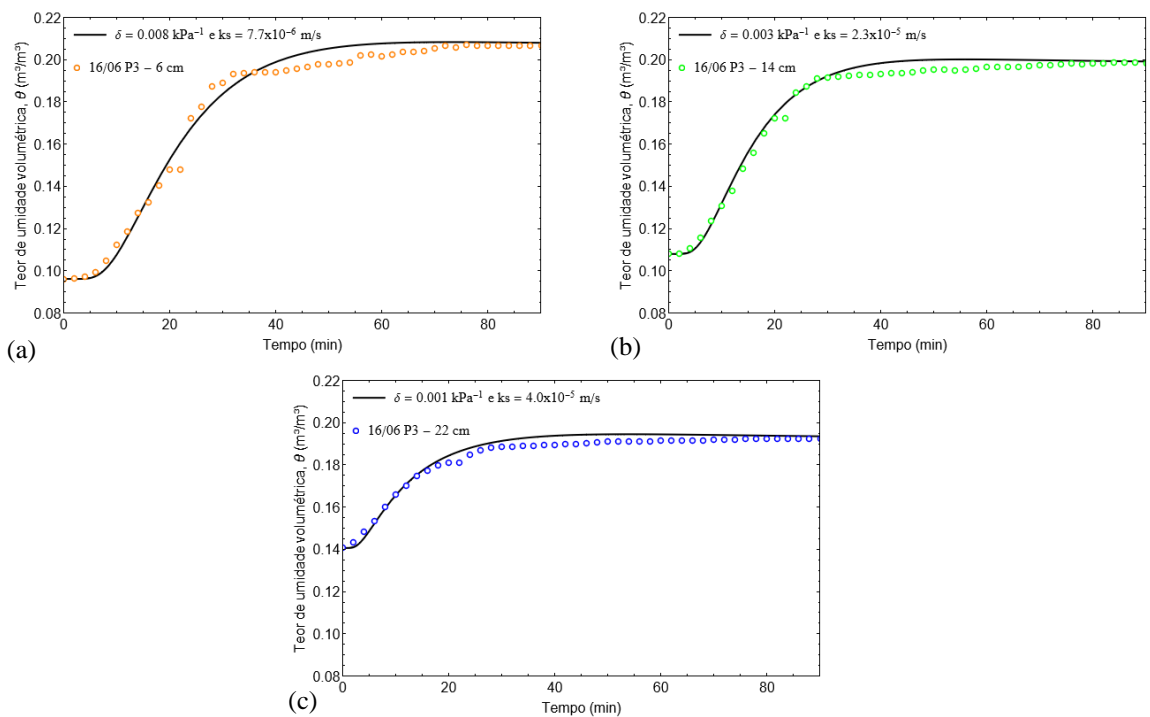


Figura 5.16: Ensaio 3 – P3 (16/06) – ajuste individual: (a) perfil de umidade para $z = 6$ cm; (b) perfil de umidade para $z = 14$ cm; e (c) perfil de umidade para $z = 22$ cm.

A partir dos ajustes individuais realizados, observa-se que os parâmetros de ajuste hidráulico variam entre $0,001 \text{ kPa}^{-1}$ (ensaio 3 – P3, 16/06, para $z = 22 \text{ cm}$) e $0,1 \text{ kPa}^{-1}$ (ensaio 1, 30/05, para $z = 6 \text{ cm}$ e ensaio 3 – P1, 16/06, para $z = 6 \text{ cm}$), correspondendo a uma diferença de 99% a 46% em relação ao parâmetro de ajuste médio definido utilizando-se o conjunto de pares de teor de umidade volumétrica “versus” sucção monitorados. Além dos pontos já elencados, essa variação pode, também, estar ligada à diferença existente quanto ao posicionamento dos sensores de medição de sucção e de umidade, uma vez que, apesar de ao longo do eixo z seu posicionamento, para cada profundidade, ser coincidente, esta difere quanto às coordenadas x e y . Desta forma, devido à heterogeneidade de compactação inerente ao processo de construção, os dados medidos para estas variáveis, em diferentes posições (x e y), quando definido um parâmetro de ajuste hidráulico médio total, não corrobora com os parâmetros de ajuste avaliados para os perfis de umidade individuais. Ou seja, o par sucção-teor de umidade monitorados pode não ser correspondente devido às diferenças espaciais de monitoramento, o que leva a erros na definição do parâmetro de ajuste hidráulico médio, uma vez que este último é dependente dos primeiros.

Quanto à condutividade hidráulica utilizada em cada profundidade ensaiada para ajuste do perfil de umidade analítico ao experimental, observa-se uma variação de $4,6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ (ensaio 3 – P1, 16/06, para $z = 6 \text{ cm}$) a $4,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ (ensaio 3 – P3, 16/06, para $z = 22 \text{ cm}$), correspondendo a uma variação de 95% a 60% em relação à condutividade hidráulica obtida por meio do ensaio de permeabilidade. Para a variação observada nesta propriedade, tomam-se como justificativas as mesmas conclusões obtidas quanto àquelas relatadas para o parâmetro de ajuste hidráulico.

De acordo com os dados ajustados, é possível verificar uma tendência de redução do parâmetro de ajuste hidráulico com a profundidade e de aumento da condutividade hidráulica, para um mesmo ensaio.

Quanto mais profunda estiver a camada de solo, maior será a tensão confinante atuante, o que, para um mesmo solo, implica em um menor índice de vazios, ou seja, em um solo homogêneo e isotrópico, o índice de vazios possui a tendência de redução com a profundidade. De acordo com Costa (2022), existe uma relação direta entre o índice de vazios e o parâmetro de ajuste hidráulico, de forma que uma redução no índice de vazios, devido ao aumento da tensão confinante com a profundidade, implica em uma redução no parâmetro de ajuste hidráulico, conforme apresentado na Eq. 2.29.

A função de condutividade hidráulica não saturada, esboçada na Fig. 2.7, indica uma relação direta entre o teor de umidade volumétrica do solo e a condutividade hidráulica

associada, ou seja, um aumento no teor de umidade volumétrica implica em elevação da condutividade hidráulica. A Tab. 5.3 apresenta os máximos teores de umidade volumétricas alcançados pelo solo em cada profundidade ensaiada. Por meio dos valores apresentados, observa-se que o teor de umidade volumétrica cresce com o aumento da profundidade, implicando, portanto, em um conseqüente acréscimo no valor da condutividade hidráulica do solo com a profundidade, em concordância com a relação existente entre essas duas variáveis, conforme demonstrado na Fig. 2.7.

Tabela 5.3: Máximos teores de umidade volumétricas alcançados pelo solo em cada profundidade ensaiada e condutividades hidráulicas ajustadas.

Ensaio	Profundidade (cm)	Teor de umidade volumétrica medida (m ³ /m ³)		Condutividade hidráulica ajustada (m/s)
		Inicial	Final	
1	6	0,00934	0,13382	4,7x10 ⁻⁶
	14	0,00486	0,13024	1,0x10 ⁻⁵
	22	0,00060	0,00060	-
2	6	0,08082	0,18122	6,5x10 ⁻⁶
	14	0,08070	0,18768	1,3x10 ⁻⁵
	22	0,07124	0,19808	1,8x10 ⁻⁵
3 – P1	6	0,06030	0,09538	4,6x10 ⁻⁶
	14	0,07104	0,10996	1,3x10 ⁻⁵
	22	0,09452	0,12126	2,1x10 ⁻⁵
3 – P2	6	0,09478	0,10376	5,4x10 ⁻⁶
	14	0,10742	0,11960	6,0x10 ⁻⁶
	22	0,12026	0,15404	3,8x10 ⁻⁵
3 – P3	6	0,09614	0,20682	7,7x10 ⁻⁶
	14	0,10796	0,19858	2,3x10 ⁻⁵
	22	0,14062	0,19238	4,0x10 ⁻⁵

Cabe destacar, ainda que, uma vez que o talude não alcança o teor de umidade volumétrica saturada até a incidência da ruptura (conforme definido por Dantas (2024), $\theta_s = 0,44$), também espera-se que o material não seja capaz de atingir sua condutividade hidráulica saturada ($k_s = 10^{-4}$ m/s (Dantas, 2024)). Este aspecto é evidenciado pelos valores de condutividade hidráulica ajustados para cada profundidade de ensaio, sendo a máxima condutividade hidráulica atingida na ordem de 10^{-5} m/s, referente à profundidade de 22 cm do ensaio 3 – P3. Portanto, observa-se que a ruptura pode ocorrer mesmo para teores de umidade e condutividades hidráulicas inferiores às máximas a que o solo pode alcançar.

As curvas de retenção de água no solo definidas para cada profundidade, tomando-se por base os parâmetros de ajuste hidráulicos definidos por meio do refinamento individual são apresentadas, de modo geral, na Fig. 5.17 e, por profundidade, na Fig. 5.18.

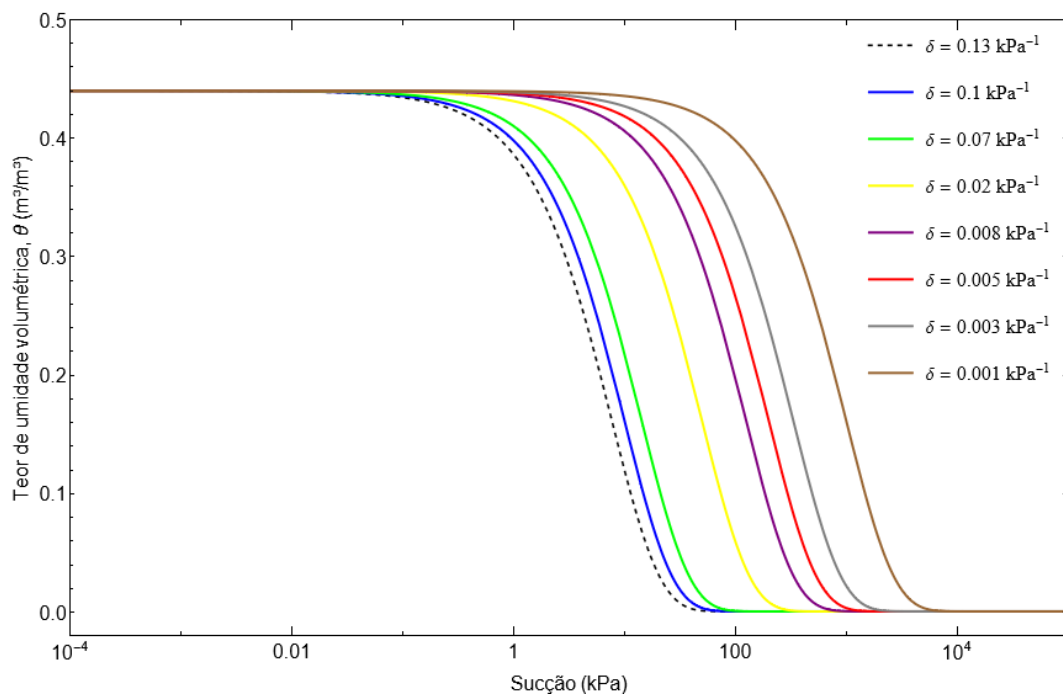


Figura 5.17: SRWC obtidas analiticamente por meio do parâmetro de ajuste hidráulico refinado individualmente.

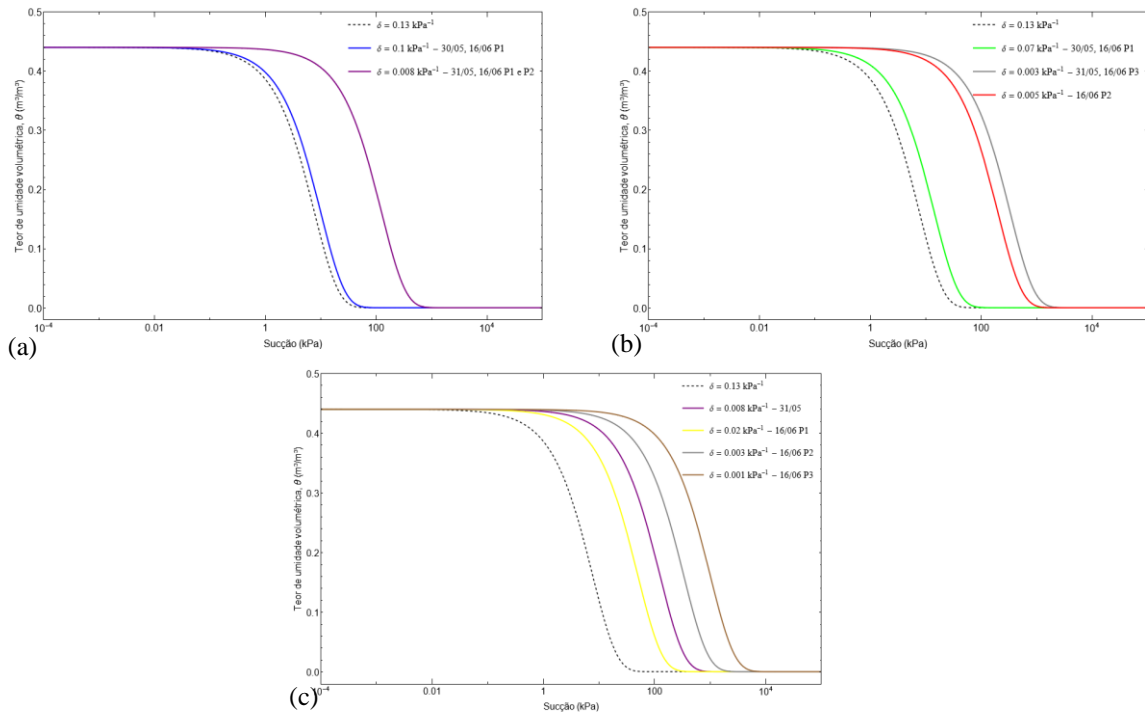


Figura 5.18: SRWC – ajuste individual: (a) $z = 6$ cm; (b) $z = 14$ cm; e (c) $z = 22$ cm.

5.4.3 Ajuste médio para valores de parâmetros em função da profundidade

Para cada profundidade, independente do ensaio realizado, observa-se certa semelhança quanto à ordem de grandeza dos pares parâmetro de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica definidos para aproximação do perfil de umidade analítico ao experimental, a saber:

- Para $z = 6$ cm: δ varia entre $0,008 \text{ kPa}^{-1}$ e $0,1 \text{ kPa}^{-1}$; k varia entre $4,6 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ e $7,7 \times 10^{-6} \text{ m/s}$;
- Para $z = 14$ cm: δ varia entre $0,003 \text{ kPa}^{-1}$ e $0,07 \text{ kPa}^{-1}$; k varia entre $6,0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ e $2,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$; e
- Para $z = 22$ cm: δ varia entre $0,001 \text{ kPa}^{-1}$ e $0,02 \text{ kPa}^{-1}$; k varia entre $1,8 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ e $4,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Dessa forma, em função da semelhança observada, buscou-se um ajuste médio para essas variáveis em função da profundidade, de forma a representar cada camada de solo avaliada. Com base nisso, a Tab. 5.4 apresenta os valores médios ajustados para cada profundidade ensaiada e, as Figs. 5.19 à 5.21 os ajustes gráficos realizados tendo por base os valores médios admitidos.

Tabela 5.4: Valores médios de parâmetro de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica ajustados para cada profundidade ensaiada.

Profundidade (cm)	Ensaio	δ (kPa ⁻¹)		k (m/s)	
		Individual	Médio	Individual	Médio
6	1	0,100		4,7x10 ⁻⁶	
	2	0,008		6,5x10 ⁻⁶	
	3 – P1	0,100	0,045	4,6x10 ⁻⁶	5,8x10 ⁻⁶
	3 – P2	0,008		5,4x10 ⁻⁶	
	3 – P3	0,008		7,7x10 ⁻⁶	
14	1	0,070		1,0x10 ⁻⁵	
	2	0,003		1,3x10 ⁻⁵	
	3 – P1	0,070	0,030	1,3x10 ⁻⁵	1,3x10 ⁻⁵
	3 – P2	0,005		6,0x10 ⁻⁶	
	3 – P3	0,003		2,3x10 ⁻⁵	
22	1	-		-	
	2	0,008		1,8x10 ⁻⁵	
	3 – P1	0,020	0,008	2,1x10 ⁻⁵	2,9x10 ⁻⁵
	3 – P2	0,003		3,8x10 ⁻⁵	
	3 – P3	0,001		4,0x10 ⁻⁵	

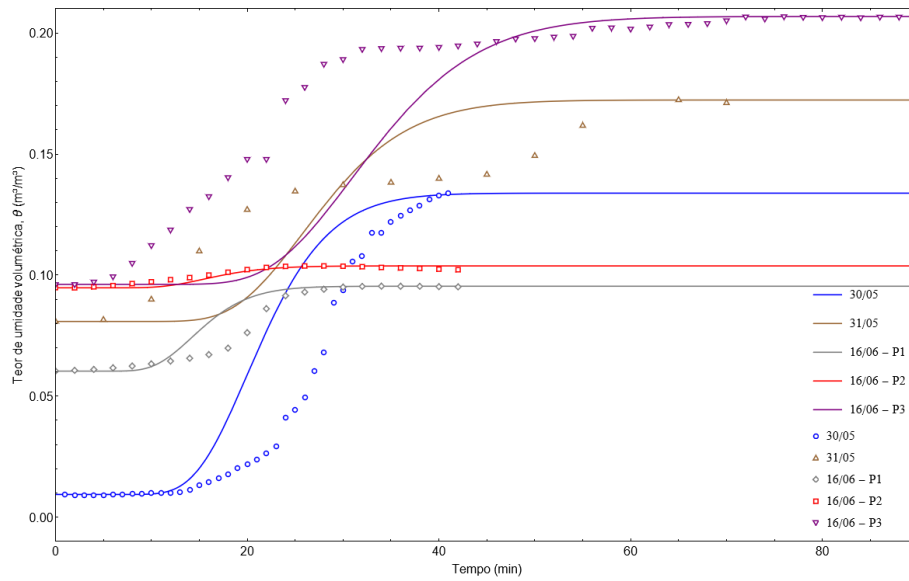


Figura 5.19: Ajuste do perfil de umidade para $z = 6 \text{ cm}$ – Valores médios de $\delta = 0,045 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 5,8 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

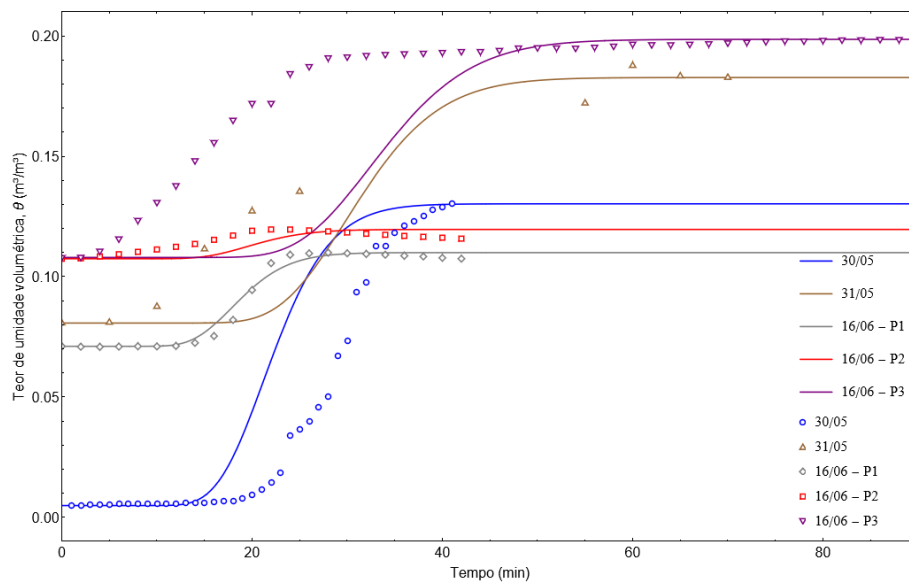


Figura 5.20: Ajuste do perfil de umidade para $z = 14 \text{ cm}$ – Valores médios de $\delta = 0,030 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 1,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

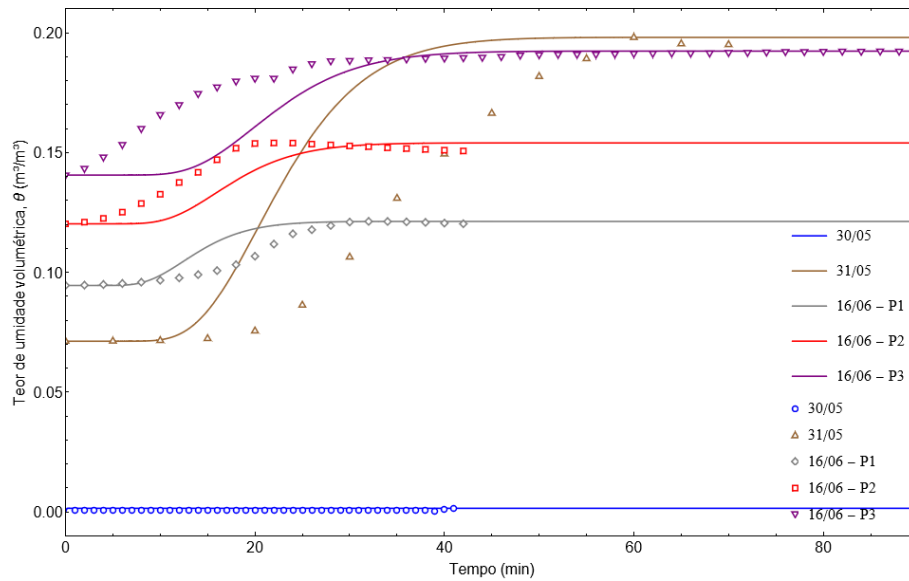


Figura 5.21: Ajuste do perfil de umidade para $z = 22$ cm – Valores médios de $\delta = 0,008 \text{ kPa}^{-1}$ e $k = 2,9 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Os ajustes médios por profundidade para o modelo analítico, apesar de em alguns pontos apresentar divergências em relação aos dados de teor de umidade volumétrica monitorados no tempo, resultam na mesma tendência de comportamento em relação aos dados monitorados (exceção se faz em relação ao ensaio 3 – P3 (16/06), o qual é responsável por ocasionar a ruptura do talude). Assim sendo, em função da variação do índice de vazios ao longo da profundidade, é possível caracterizar o avanço da frente de umidade no solo por parâmetros médios, refletidos aqui pelo parâmetro de ajuste hidráulico e pela condutividade hidráulica, de forma que se possa avaliar e compreender o fluxo inter-partículas e a interdependência deste na estabilidade do maciço.

5.5 Análise determinística da estabilidade

O presente capítulo se dedica à análise determinística da estabilidade de taludes, abordagem fundamental para compreender o comportamento geotécnico em condições específicas. A metodologia adotada neste estudo baseia-se no cálculo do fator de segurança determinístico (FS), conforme proposto por Mascarenhas (2022). O fator de segurança, crucial para avaliar a segurança de taludes sob diferentes condições, foi calculado para cada ensaio e profundidade monitorada.

A abordagem adotada neste capítulo difere ao considerar parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica refinados individualmente. A escolha destes parâmetros se baseia na

obtenção dos melhores ajustes do modelo analítico em comparação aos dados experimentais, conforme detalhado na Seção 5.4.2. Esses parâmetros refinados são então utilizados como dados de entrada para a avaliação da estabilidade do talude ao implementar a função de desempenho do modelo reduzido.

O capítulo também explora a influência das chuvas antecedentes na variação temporal do fator de segurança. Nota-se que chuvas mais intensas provocam quedas acentuadas no fator de segurança, evidenciando a importância de se avaliar a condição inicial de umidade do talude. A análise detalhada dos ensaios revela padrões distintos de comportamento e a validade do modelo analítico é respaldada pela concordância dos resultados com observações "in loco" dos experimentos realizados.

Além disso, o capítulo apresenta análises paramétricas do fator de segurança transiente, explorando variações nos parâmetros de entrada, como ângulo de atrito efetivo, peso específico seco do solo, inclinação do talude e velocidade de descarga de água. Essas análises suscitam em avaliações sobre como diferentes variáveis afetam a estabilidade do talude em condições específicas, contribuindo para uma compreensão mais abrangente dos fatores que influenciam a segurança geotécnica em estudos futuros.

5.5.1 Implementação do modelo analítico para cálculo do fator de segurança determinístico transiente

A análise determinística da estabilidade foi conduzida através do cálculo do fator de segurança (*FS*) determinístico, conforme proposto por Mascarenhas (2022) (Eq. 3.27). Para cada ensaio realizado, essa abordagem foi empregada a fim de se obter a variação temporal do fator de segurança. Como dados de entrada adicionais, são utilizados os parâmetros de resistência (ângulo de atrito efetivo) definidos no item 5.2.1 da presente dissertação, o peso específico da areia empregada na construção do talude (Tabela 4.1, conforme Dantas (2024)) e a geometria do modelo reduzido (Fig. 4.2).

Nesta avaliação, uma vez que o parâmetro de ajuste hidráulico e a condutividade hidráulica refinados individualmente demonstraram os melhores ajustes do modelo analítico em relação aos dados experimentais, conforme discutido na seção 5.4.2, estes foram utilizados como dados de entrada para a avaliação da estabilidade do talude. Dessa maneira, ao implementar a função de desempenho do talude do modelo reduzido, cada profundidade monitorada foi individualmente considerada para compor o cenário global.

Em contraste, a fim de verificar a validade dos parâmetros médios definidos por profundidade, realizou-se a avaliação da estabilidade sob essa perspectiva. As Figs. 5.22 à 5.26 apresentam graficamente o fator de segurança transiente obtido considerando as metodologias mencionadas.

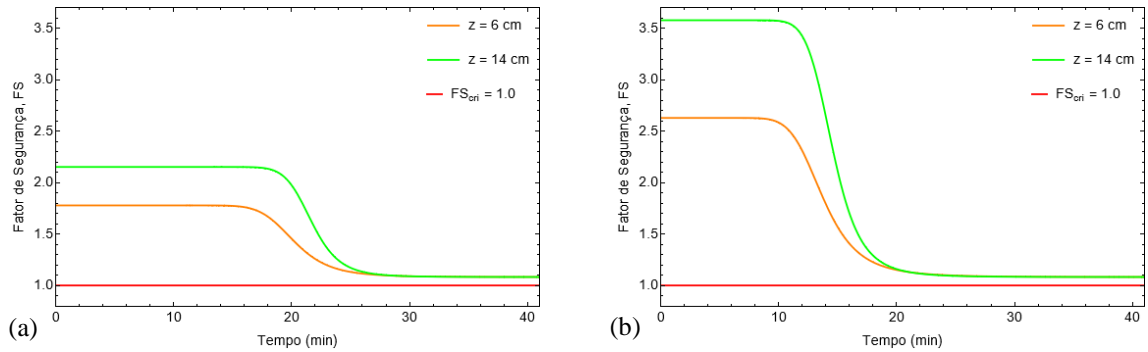


Figura 5.22: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 1 (30/05): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.

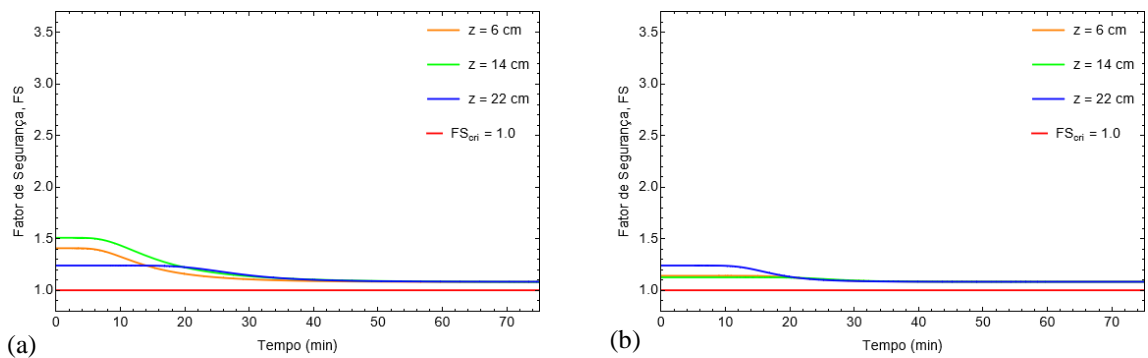


Figura 5.23: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 2 (31/05): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.

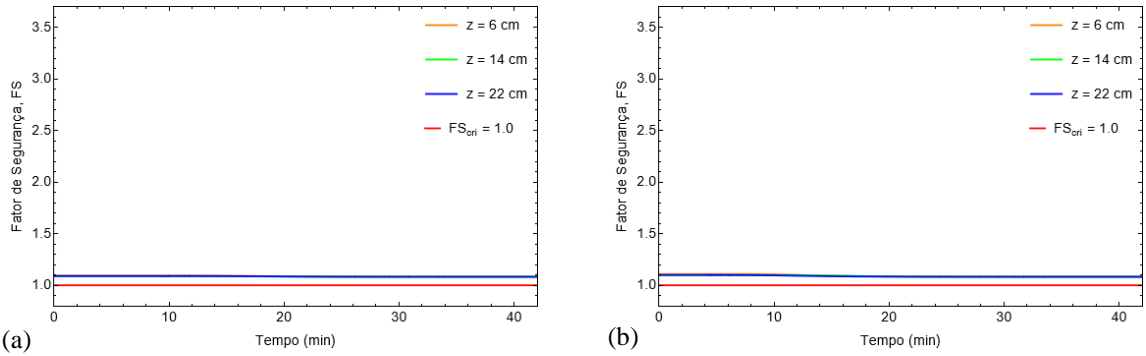


Figura 5.24: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 3 – P1 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.

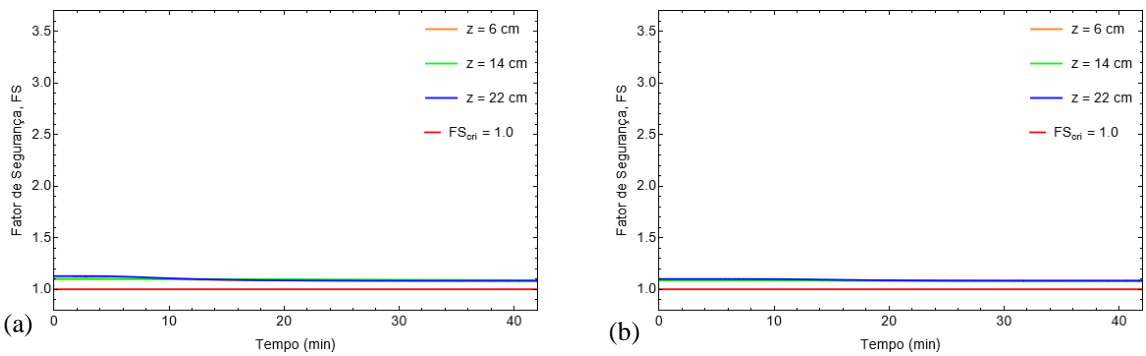


Figura 5.25: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para o Ensaio 3 – P2 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.

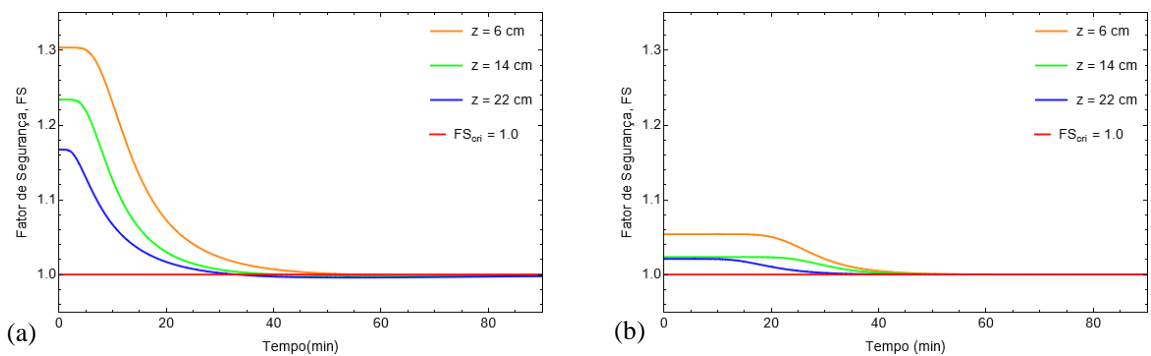


Figura 5.26: Fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, obtido para Ensaio 3 – P3 (16/06): (a) parâmetros advindos do refinamento individual e (b) parâmetros advindos do ajuste médio por profundidade.

Apesar de os ensaios serem tratados como eventos independentes, é evidente o impacto das chuvas antecedentes no aumento do teor de umidade no talude, influenciando a variação do fator de segurança. Nota-se que as chuvas mais intensas, relacionadas aos ensaios 1, 2 e 3 – P3 (Figs. 5.22, 5.23 e 5.26), provocam quedas mais acentuadas no fator de segurança.

Para o primeiro ensaio, a redução do fator de segurança torna-se notável a partir do momento em que o talude apresenta variação significativa em seu teor de umidade volumétrica (Fig. 5.5), ocorrendo aproximadamente entre 16 e 18 minutos do início (Fig. 5.22).

Embora os ensaios 1, 2 e 3 – P3 exponham o talude às maiores intensidades de chuva, as rupturas não são verificadas nos dois primeiros, indicando a importância da configuração inicial de umidade do maciço. Nos dois primeiros ensaios o teor de umidade volumétrica nas profundidades avaliadas é, em média, cerca de 93% (ensaio 1) a 30% (ensaio 2) inferior ao monitorado no início do ensaio que conduz à ruptura. Dessa forma, para que se deflagre a instabilidade de um talude, além de haver a necessidade de considerável intensidade de precipitação no tempo, o mesmo deve estar sujeito, inicialmente, a certo umedecimento, refletido aqui pelo teor de umidade volumétrica inicial.

Para intensidades de chuva menores, como nos demais ensaios, a oscilação do fator de segurança é praticamente inexistente, independentemente do teor de umidade volumétrica inicial do maciço.

No ensaio 3 – P3, que resulta na ruptura do talude, observa-se que esta ocorre de baixo para cima. A análise dos dados provenientes do refinamento individual dos parâmetros indica que os processos de ruptura se iniciam na profundidade de 22 cm em cerca de 33 minutos ($FS < 1,0$, tomado como o crítico), progredindo para a camada de 14 cm em aproximadamente 41 minutos e, finalmente, atingindo a profundidade de 6 cm em cerca de 56 minutos. Essa sucessão de eventos é corroborada pela inversão do comportamento de variação de umidade no tempo, observada entre os minutos 26 e 32 (Fig. 5.9). Esse período coincide com as primeiras rupturas no talude observadas “in loco”, as quais também ocorrem de baixo para cima, reforçando a validade do modelo analítico implementado.

Apesar das diferenças nos padrões de fatores de segurança ao considerar os parâmetros provenientes do refinamento individual “versus” do ajuste médio entre profundidades, há consistência quanto ao início do episódio de ruptura, que ocorre de baixo para cima, por volta de 38 minutos, quando se utiliza a avaliação por meio dos parâmetros médios entre profundidades.

5.5.2 Análises paramétricas do fator de segurança transiente

Com o propósito de avaliar o impacto da variação nos parâmetros de entrada na função de desempenho, foram conduzidas análises paramétricas do fator de segurança transiente, $FS(z,t)$, para o cenário de ruptura do talude (ensaio 3 – P3), tomando-se por base as profundidades monitoradas. As análises assim realizadas, abrangeram variações no ângulo de atrito efetivo, no peso específico seco do solo, na inclinação do talude e na velocidade de descarga de água, conforme ilustrado nas Figs. 5.27 à 5.30.

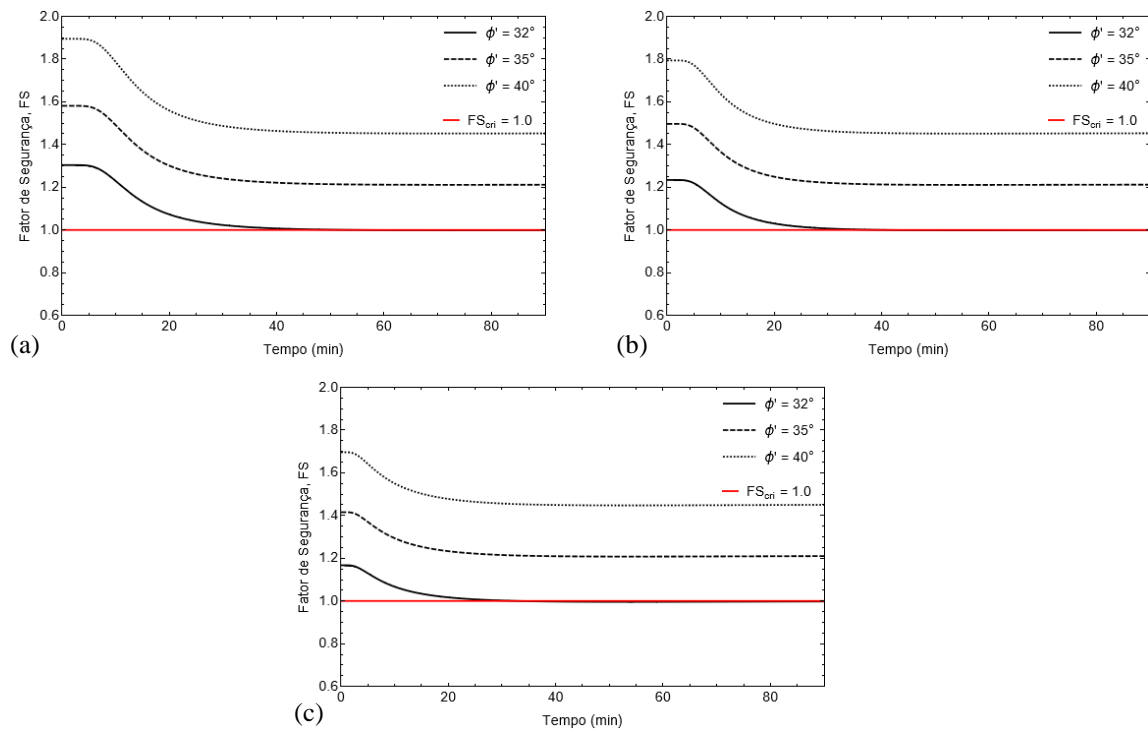


Figura 5.27: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação do ângulo de atrito efetivo do solo: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.

A verificação do comportamento do fator de segurança transiente diante das variações no ângulo de atrito efetivo demonstra que um ângulo de atrito menor torna o talude mais propenso à instabilidade. De acordo com o critério de resistência ao cisalhamento para solos não saturados, proposto por Fredlund et al. (1978) (Eq. 3.9), esta é definida em função da tensão normal líquida, da sucção mátrica atuante e dos parâmetros coesão efetiva e ângulo de atrito efetivo, apresentando relação de proporcionalidade direta. Dessa forma, ao reduzir o ângulo de atrito efetivo, tem-se uma redução na tensão cisalhante resistente e, portanto, no fator de segurança do talude, desde que se mantenham constantes os esforços solicitantes.

Apesar de menores pesos específicos resultarem em maiores fatores de segurança quando o solo se encontra em seu estado de umidade inicial, ao ser submetido a processos de

molhagem, mais abrupta será a redução do fator de segurança. Este fato é refletido pela inclinação da curva do fator de segurança no tempo, que apresenta tendência de aumento com a redução do peso específico seco, conforme observa-se na Fig. 5.28.

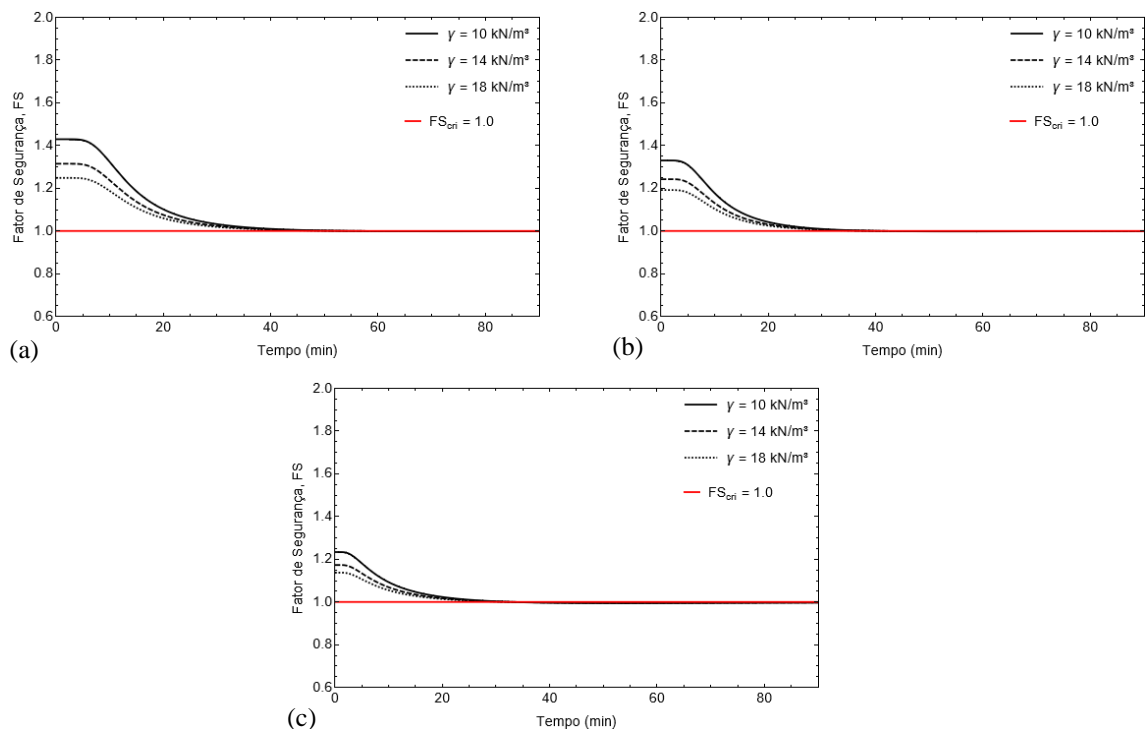


Figura 5.28: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação do peso específico seco do solo: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.

Ao se avaliar o comportamento do fator de segurança transiente para diferentes inclinações do talude, observa-se que inclinações menores resultam em maiores fatores de segurança, indicando melhores condições de estabilidade.

Finalmente, conforme esperado, tem-se que maiores velocidades de infiltração conduzem a maiores reduções no fator de segurança quando o talude se encontra submetido a incrementos de umidade em função da manutenção da precipitação.

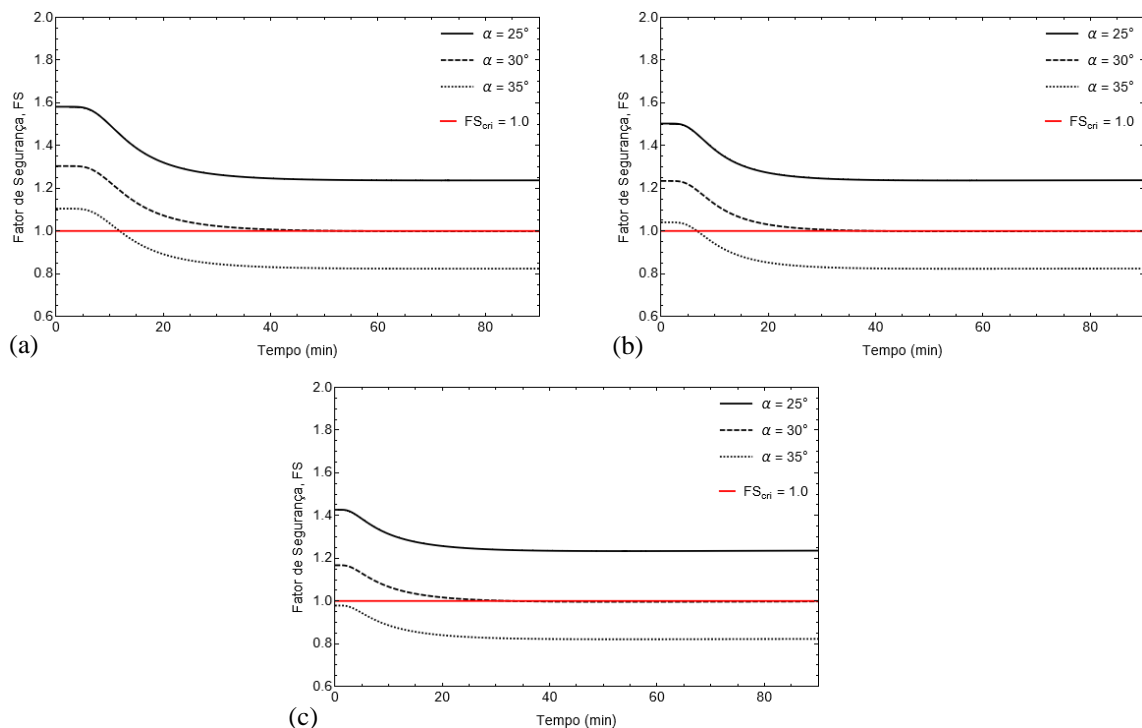


Figura 5.29: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação da inclinação do talude: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.

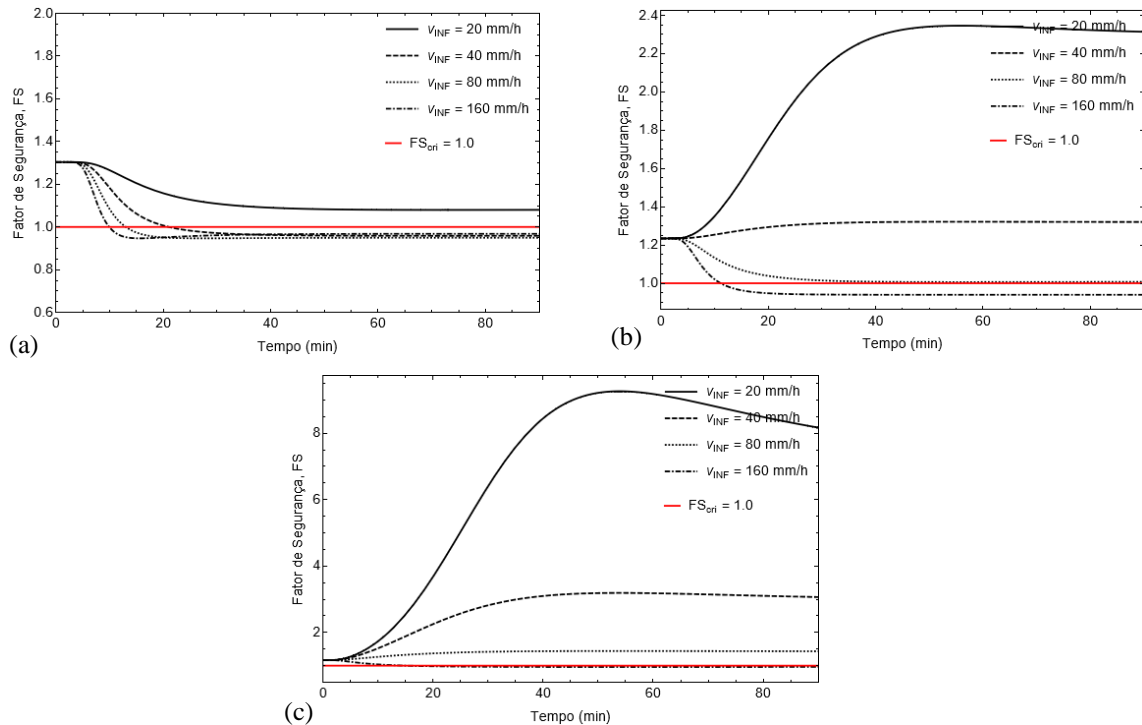


Figura 5.30: Análise paramétrica do $FS(z,t)$ em relação à variação da velocidade de descarga de água: (a) profundidade de 6 cm; (b) profundidade de 14 cm; e (c) profundidade de 22 cm.

5.6 Análise probabilística da estabilidade

A análise probabilística da estabilidade em taludes oferece uma abordagem eficaz, destacando-se pela consideração das incertezas associadas às variáveis aleatórias independentes. Neste contexto, foram conduzidas análises considerando a variabilidade expressa pelo coeficiente de variação (CV) para parâmetros como peso específico seco (γ_d), condutividade hidráulica (k), parâmetro de ajuste hidráulico (δ) e ângulo de atrito efetivo (ϕ'). Os coeficientes de variação foram determinados com base em dados compilados da literatura, refletindo a extensão da variação espacial nos dados.

A abordagem probabilística envolveu 16 (dezesseis) simulações para obter estimativas do fator de segurança, considerando as variáveis aleatórias e as condições de precipitação e umidade simuladas. O cálculo da probabilidade de falha, associada a valores de fator de segurança inferiores a 1, foi realizada para diferentes ensaios e profundidades monitoradas.

A evolução temporal da estabilidade do talude foi analisada, incorporando a probabilidade de falha transitória (p_f), revelando um índice de confiabilidade (β) de 0,30. A probabilidade de falha transiente foi comparada à probabilidade de falha admissível, destacando a iminência de instabilidade do talude devido à geometria próxima ao ângulo de atrito efetivo médio da areia. Apesar das probabilidades de falha serem superiores à admissível, em todos os casos avaliados, somente no ensaio que levou o talude à falha, ultrapassou-se a probabilidade de falha crítica, indicando a existência de uma faixa de transição antes do desencadeamento efetivo da falha, associada às condições externas.

5.6.1 Variabilidade geotécnica e coeficientes de variação

A eficácia da abordagem probabilística, em comparação com a abordagem determinística, reside na consideração das incertezas associadas às variáveis aleatórias independentes durante a determinação da distribuição de valores para a variável dependente. Nesse cenário, foram conduzidas análises que consideram a variabilidade, expressa pelo coeficiente de variação (CV), para variáveis como peso específico seco (γ_d), condutividade hidráulica (k), parâmetro de ajuste hidráulico (δ) e ângulo de atrito efetivo (ϕ'). Outros dados de entrada, como a inclinação do talude (α) e as condições iniciais e finais de umidade, foram mantidos constantes na função de desempenho.

O coeficiente de variação, indicador da dispersão dos dados em relação à média, foi determinado para cada parâmetro/variável de entrada nesta fase da análise, utilizando valores compilados de diversos autores, conforme apresentado na Tab. 3.1. Com base no exposto, a Tab. 5.5 resume os coeficientes de variação adotados no presente estudo.

Tabela 5.5: Coeficientes de variação adotados no presente estudo.

Parâmetro/ Variável	CV adotado (%)
Peso específico seco (γ_d)	5
Condutividade hidráulica (k)	75
Ângulo de atrito efetivo (ϕ')	10

O coeficiente de variação da condutividade hidráulica, além de se basear em dados de literatura, foi também definido tendo por base os ajustes individuais realizados para cada profundidade de ensaio (conforme discutido na seção 5.4.2), uma vez que se trata do mesmo material. O campo de amostragem ajustada, referente aos valores de condutividade hidráulica, são apresentados na Tab. 5.2. Para este campo amostral obteve-se valor médio de $1,5 \times 10^{-5}$ m/s e coeficiente de variação de 75%, o qual se enquadra dentro da faixa estipulada por Harr (1984), tendo sido adotado como representativo da variabilidade da areia ensaiada.

Da mesma forma, uma vez que foi observada variabilidade no valor admitido para o parâmetro de ajuste hidráulico (δ) ao longo da abordagem analítica dos ensaios e em função da profundidade, tendo por base o campo amostral ajustado, definiu-se um valor médio de δ igual a 0,04 e coeficiente de variação de 96%, os quais foram implementados como “input” na função de desempenho probabilística.

5.6.2 Probabilidade de falha e evolução temporal da estabilidade

Após a determinação dos coeficientes de variação, o método de Estimativas Pontuais demanda a inclusão dos valores médios (μ) e dos desvios padrão (σ) representativos para cada parâmetro/variável aleatória. É relevante destacar que os desvios padrão são calculados com base nas médias e nos coeficientes de variação definidos. Os valores médios, desvios padrão calculados e as variáveis X_i^- e X_i^+ , derivadas das Eqs. (3.30) e (3.31), são apresentados de forma detalhada na Tab. 5.6.

Tabela 5.6: Valores médios (μ), desvios padrão (σ) e variáveis X_i^- e X_i^+ .

Parâmetro/ Variável (X_i)	μ	σ	X_i^-	X_i^+
γ_a (kN/m ³)	14,5	0,7	13,8	15,2
k (m/s)	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,1 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-6}$	$2,6 \times 10^{-5}$
ϕ' (°)	32	3	29	35
δ (kPa ⁻¹)	0,04	0,035	0,005	0,075

Com base nos valores médios e desvios padrão determinados para cada variável aleatória, foram realizadas 2^N simulações para se obter os pontos de estimativa da função de fator de segurança (Eq. 3.27). Nesse contexto, N corresponde a quatro, representando a quantidade de variáveis aleatórias consideradas. Assim, foram exploradas 16 combinações possíveis dessas variáveis, resultando em 16 pontos de estimativa para o fator de segurança.

A abordagem probabilística foi utilizada para avaliar o desempenho do modelo reduzido de talude nos ensaios realizados, levando em consideração as intensidades de precipitação aplicadas, o tempo de aplicação e as profundidades monitoradas.

Os cálculos da média e da variância do fator de segurança foram conduzidos aplicando-se, respectivamente, as Eqs. 3.35 e 3.36. Vale ressaltar que os parâmetros P_i^+ e P_i^- nessas equações são influenciados pelo coeficiente de correlação, p_{ij} . Notavelmente, atribuir um valor zero a esse índice, refletindo a condição de independência entre as variáveis aleatórias, indica ausência de correlação entre elas. Os resultados da média (μ), variância (σ^2), desvio padrão (σ) e coeficiente de variação (CV) da função de desempenho, $FS(z,t)$, para cada ensaio e profundidade monitorada, no instante final de aplicação de chuva, são apresentados na Tab. 5.7.

Tabela 5.7: Média, variância, desvio padrão e coeficiente de variação da função de desempenho, $FS(z,t)$, para cada ensaio e profundidade monitorada, no instante final de aplicação de chuva.

Ensaio	Prof. (cm)	μ_{FS}	σ_{FS}^2	σ_{FS}	CV_{FS}
1	6	1,07	0,04	0,19	0,18
	14	1,08	0,02	0,15	0,14
	22	1,11	0,02	0,14	0,13
2	6	1,08	0,04	0,19	0,18

Ensaio	Prof. (cm)	μ_{FS}	σ_{FS}^2	σ_{FS}	CV_{FS}
	14	1,08	0,02	0,15	0,14
	22	1,09	0,02	0,14	0,13
	6	1,48	0,78	0,88	0,60
3 – P1	14	1,26	0,16	0,40	0,32
	22	1,21	0,07	0,27	0,22
	6	1,74	1,78	1,33	0,77
3 – P2	14	1,38	0,36	0,59	0,43
	22	1,27	0,12	0,34	0,27
	6	1,01	0,03	0,17	0,17
3 – P3	14	1,00	0,02	0,14	0,14
	22	0,99	0,02	0,13	0,13

A determinação da probabilidade de falha, mediante a aplicação do Método de Estimativas Pontuais, implica o cálculo da área sob a curva unitária de distribuição de frequência do fator de segurança (Função de Densidade de Probabilidade – PDF, do inglês “Probability Density Function”). Nesse contexto, a probabilidade de falha está associada aos valores do fator de segurança inferiores a 1, e a função de distribuição normal do FS descreve a probabilidade relativa da função de desempenho assumir um valor específico. Para identificar a área correspondente ao desempenho inadequado ($FS < 1$), recorre-se à função de distribuição acumulada (CDF, do inglês “Cumulative Distribution Function”), integrando a região delimitada pela curva da PDF nos limites de desempenho inadequado do fator de segurança.

A implementação da PDF utiliza os valores da média (μ_{FS}) e do desvio padrão (σ_{FS}) do fator de segurança. Duas manipulações nas representações gráficas são realizadas: a primeira, ilustrada na Fig. 5.31, determina a frequência relativa do fator de segurança para a análise do desempenho do modelo reduzido, considerando as características iniciais e finais de umidade e a intensidade de precipitação aplicada. A segunda, apresentada na Fig. 5.32, representa a frequência relativa em função do fator de segurança para o último ensaio (ensaio 16/06 – P3), nos instantes de instabilidade de cada profundidade monitorada, conforme determinado pela análise de estabilidade determinística (Fig. 5.26).

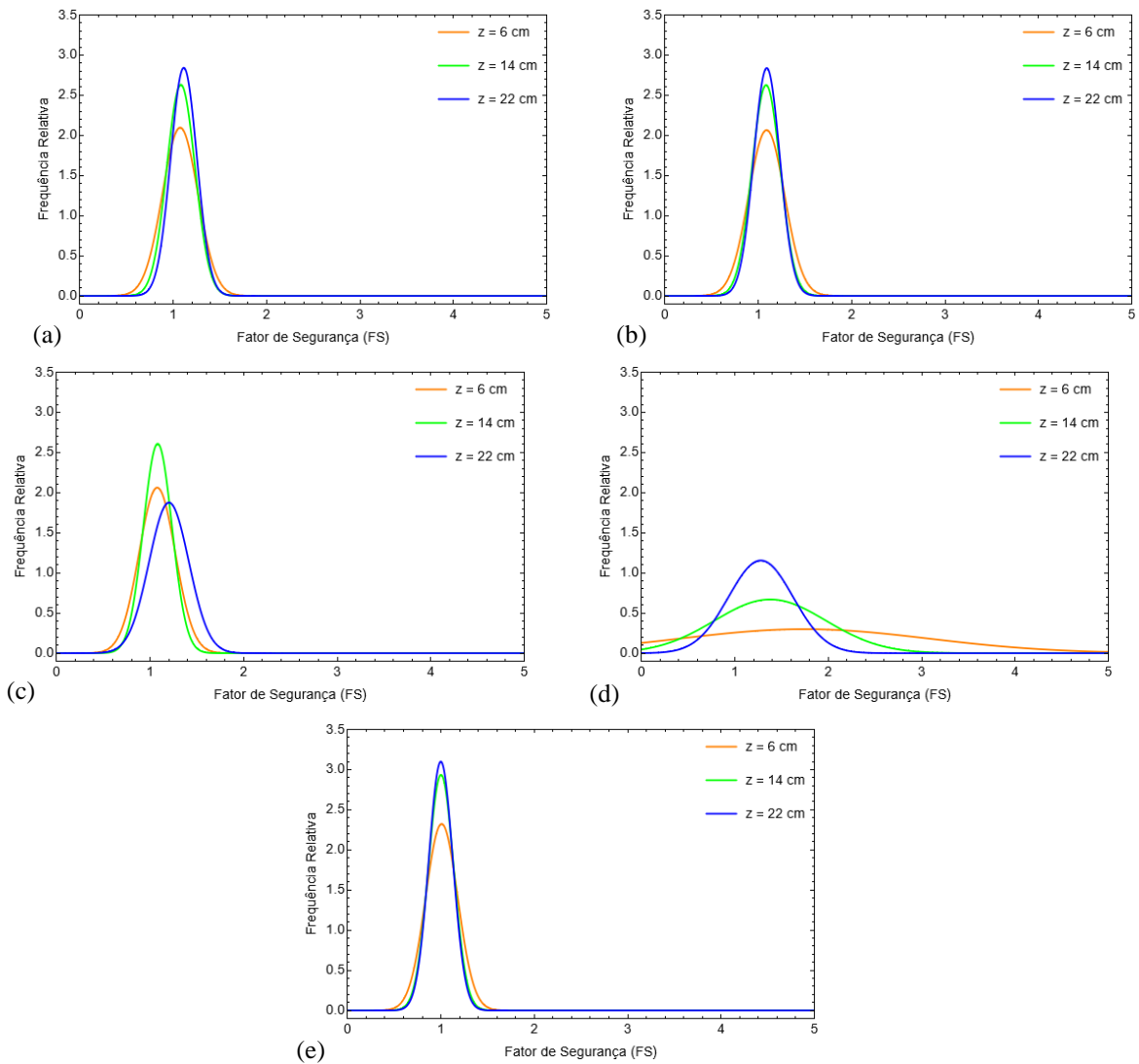


Figura 5.31: Frequência relativa do FS para o instante final de aplicação de chuva: (a) ensaio 1 (30/05), $t = 40$ min; (b) ensaio 2 (31/05), $t = 75$ min; (c) ensaio 3 – P1 (16/06), $t = 42$ min; (d) ensaio 3 – P2 (16/06), $t = 42$ min e; (e) ensaio 3 – P3 (16/06), $t = 90$ min.

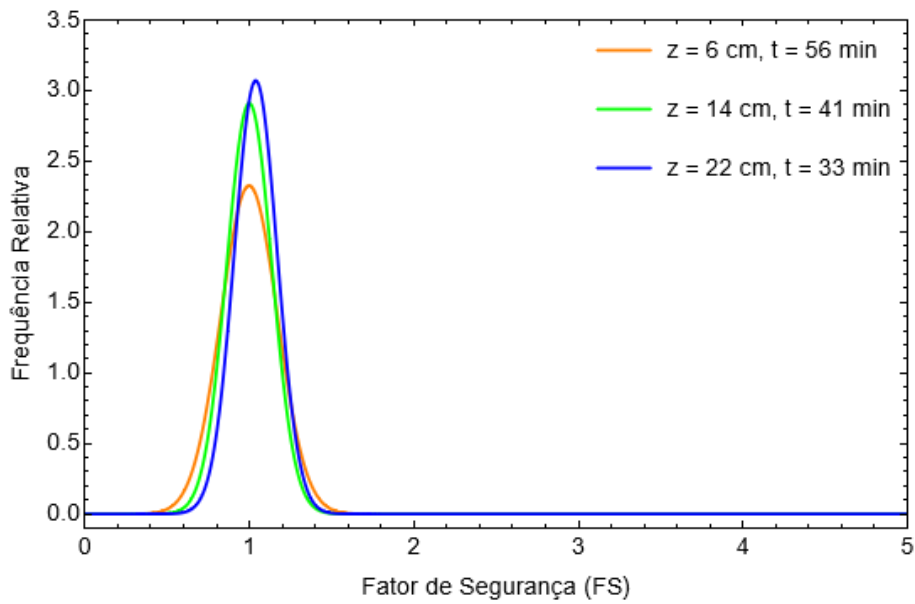


Figura 5.32: Frequência relativa do FS para o momento de instabilidade de cada profundidade monitorada, conforme verificado na análise de estabilidade determinística.

Por meio da aplicação da CDF, procedeu-se à avaliação da probabilidade de o fator de segurança atingir valores inferiores a 1, um indicador crítico de desempenho. De maneira simplificada, isso implica determinar a probabilidade de falha do modelo reduzido diante das condições simuladas. Ao analisar o comportamento do talude nas condições de precipitação e umidade (Fig. 5.33), destaca-se que, no momento da instabilidade (ensaio 3 – P3, 16/06 – $t = 33$ min), a probabilidade de falha, caracterizada como a probabilidade de falha crítica, levando à iminência de colapso, é de 38%.

Esse valor reflete a incerteza associada ao desempenho do talude sob as condições específicas do ensaio, indicando a probabilidade de que o fator de segurança seja inferior a 1 e, conseqüentemente, a estabilidade seja inadequada.

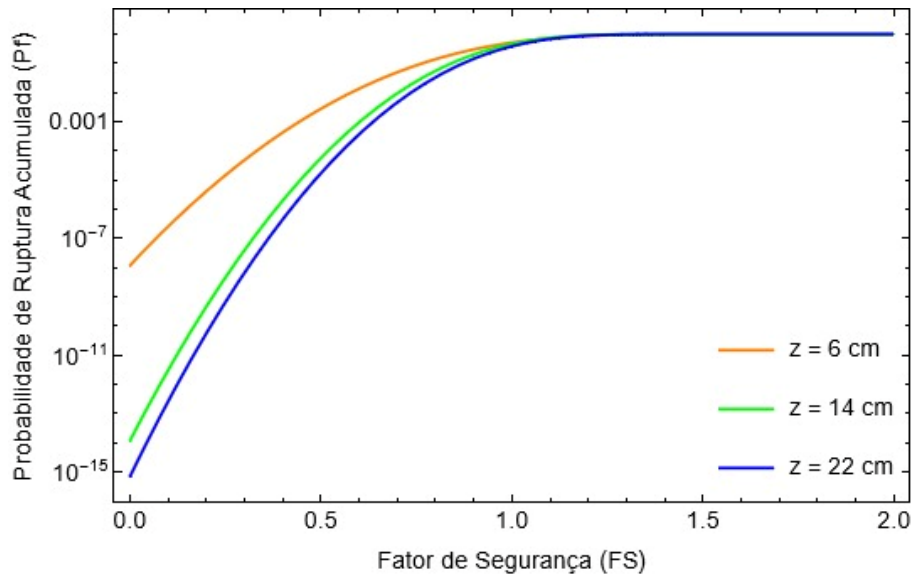


Figura 5.33. CDF do FS para $t = 33$ min (momento da instabilidade).

Com o propósito de explorar a evolução temporal do comportamento da estabilidade do talude reduzido, introduziu-se a consideração da probabilidade de falha transitória, $p_f(z,t)$, conforme expresso na Eq. 3.37. Essa medida de probabilidade está intrinsecamente ligada ao índice de confiabilidade, $\beta(z,t)$, determinado pela Eq. 3.29. Ao integrar essas equações no modelo, mantendo constantes as condições preestabelecidas de precipitação e umidade, a análise de desempenho do talude revelou um valor para o índice $\beta(z,t)$ ($p/ z = 22$ cm; $t = 33$ min) de 0,30. Relativamente à $p_f(z,t)$, o resultado foi de 0,38, consistente com o obtido por meio da aplicação da CDF.

A probabilidade de falha transiente para os ensaios analisados, nas profundidades de monitoramento, é apresentada nos gráficos da Fig. 5.34, em comparação com a probabilidade de falha crítica e a probabilidade de falha admissível, esta última definida com base em um valor médio sugerido pelos autores listados nas Tabs. 3.2 e 3.3. Essa abordagem permite uma compreensão mais abrangente da dinâmica de falha do talude ao longo do tempo, incorporando a variabilidade das condições ambientais e dos parâmetros geotécnicos.

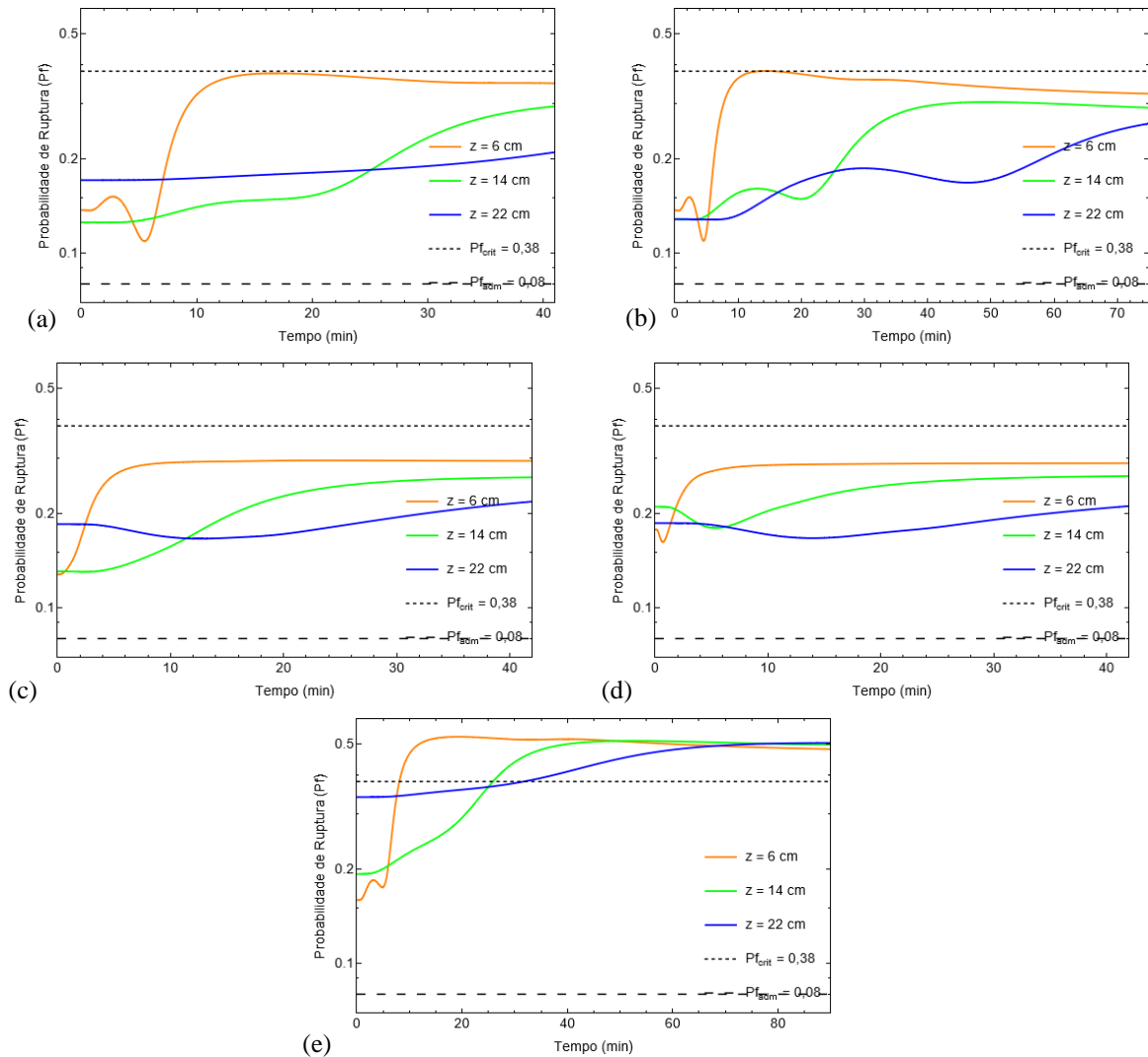


Figura 5.34: Probabilidade de falha transitente: (a) ensaio 1 (30/05); (b) ensaio 2 (31/05); (c) ensaio 3 – P1 (16/06); (d) ensaio 3 – P2 (16/06) e; (e) ensaio 3 – P3 (16/06).

Verifica-se que, em todos os ensaios realizados, a probabilidade de falha avaliada para cada instante de tempo encontra-se acima da probabilidade de falha admissível definida. Isso se deve principalmente à geometria do talude ensaiado, uma vez que à inclinação imposta ao modelo ($\alpha = 30^\circ$) é bem próxima ao ângulo de atrito efetivo médio da areia que o constitui ($\phi' = 32^\circ$), colocando-o em iminente instabilidade. Cabe destacar ainda que, a inexistência de coesão verdadeira associada à areia contribui para que a probabilidade de falha seja elevada, quando se comparada com materiais com comportamento de argila, os quais são dotados de coesão.

Cabe destacar ainda que, apesar de todos os ensaios apresentarem probabilidade de falha acima da admissível, apenas aquele que leva o talude à falha foi capaz de ultrapassar a probabilidade de falha crítica definida para este estudo em questão. Dessa forma, verifica-se que existe uma faixa de transição, na qual o talude encontra-se em situação de falha iminente,

devido aos fatores externos associados (aqui entendido como a precipitação artificial), antes que se deflagre, de fato, o evento de falha; podendo, no caso em que os esforços externos sejam cessados, não haver o desencadeamento desta.

6 CONCLUSÕES

A relação entre a dinâmica solo-atmosfera apresenta uma interação complexa, sendo sua modelagem, especialmente por modelos analíticos, um desafio significativo e de crescente interesse na Engenharia Geotécnica. A presente dissertação debruçou-se sobre a investigação das relações existentes entre o solo, a precipitação e a infiltração, com foco particular na modelagem do comportamento hidromecânico de taludes não saturados sob eventos de precipitação intensa, tendo por base fonte de dados oriunda de ensaios realizados no Equipamento de Simulação em modelo reduzido de talude desenvolvido por Dantas (2024).

A metodologia adotada abrangeu a utilização de modelos analíticos para investigar a interação entre a dinâmica do solo-atmosfera em taludes não saturados, especialmente durante eventos de precipitação intensa. Essa abordagem incluiu a aplicação de princípios fundamentais como a Lei de Darcy para fluxo de água no solo e a Equação de Richards para descrever o movimento de água em meios porosos não saturados. Além disso, incorporou avanços metodológicos significativos, como os propostos por Cavalcante & Zornberg (2017), que ofereceram novas perspectivas na modelagem de fluxos em solos não saturados.

Os ensaios de chuveiramento demonstraram a variação do teor de umidade e sucção em diferentes profundidades, evidenciando a influência das condições iniciais do solo na sua resposta aos eventos de umedecimento. Dantas (2024) realizou três ensaios distintos, com o último subdividido em três partes, de forma a avaliar a resposta do solo às condições de umedecimento. Observou-se uma maior variação de umidade e sucção nas camadas superficiais durante o primeiro ensaio, sugerindo uma resposta mais rápida do solo menos saturado às novas condições de umidade. A intensidade da chuva simulada não foi suficiente para alterar o teor de umidade na profundidade de 22 cm no primeiro ensaio, indicando limitações na infiltração. Os resultados destacam a importância de serem definidas as condições iniciais do solo para prever sua resposta a eventos de umedecimento, demonstrando que a intensidade e a duração da chuva afetam significativamente a variação do teor de umidade e, por consequente, a sucção.

Utilizando os dados de ensaios no modelo reduzido (Dantas, 2024) e a calibração do parâmetro de ajuste hidráulico (δ) para solução da equação de fluxo conforme Cavalcante & Zornberg (2017), revela-se a dificuldade em adequar este parâmetro de forma universal, levando a uma abordagem mais refinada que considera a heterogeneidade do solo e variações por profundidade. Os resultados indicam variações significativas nos parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica, influenciados pela heterogeneidade de compactação do

modelo (a qual é refletida no índice de vazios), ajustados para melhor representar o avanço da frente de umedecimento observado experimentalmente.

A necessidade de refinamento do parâmetro de ajuste hidráulico (δ) e da condutividade hidráulica para cada profundidade analisada emerge como uma etapa crucial na avaliação da estabilidade do modelo reduzido. Este refinamento reflete a complexidade inerente ao comportamento hídrico do solo, que impacta diretamente a sua estabilidade. O movimento da água através do solo é influenciado por uma série de fatores, incluindo a granulometria, a porosidade, o índice de vazios e a estrutura do solo. Em areias finas lavadas e homogêneas, como as utilizadas para a implementação do talude em questão, a condutividade hidráulica desempenha um papel fundamental na determinação de como a água se infiltra e se move através do perfil do solo. A condutividade hidráulica pode variar significativamente ao longo da profundidade devido a variações na compactação, na composição granulométrica e na porosidade. Essas diferenças demandaram um ajuste dos parâmetros hidráulicos para cada profundidade, a fim de refletir com precisão o comportamento real do fluxo de água no solo.

A análise determinística, utilizando o cálculo do fator de segurança conforme abordagem definida por abordagem de Mascarenhas (2022), e a análise probabilística, considerando as incertezas associadas às variáveis geotécnicas pelo Método das Estimativas Pontuais de Rosenblueth (PEM), forneceram uma compreensão abrangente da estabilidade do talude. As análises indicaram que os parâmetros de ajuste hidráulico e condutividade hidráulica refinados individualmente forneceram a melhor correspondência entre o modelo analítico e os dados experimentais, evidenciando a capacidade do modelo de capturar a resposta do talude sob condições de fluxo. A análise dos dados provenientes do refinamento individual dos parâmetros indica que os processos de ruptura se iniciam na profundidade de 22 cm, em cerca de 33 minutos. Esse período coincide com as primeiras rupturas no talude observadas “in loco”, as quais também ocorrem de baixo para cima, reforçando a validade do modelo analítico implementado. As análises paramétricas implementadas exploram o impacto de diferentes variáveis no fator de segurança e auxiliam no entendimento de como cada variável afeta a estabilidade, contribuindo para uma visão mais abrangente.

A análise probabilística apresentada considera as incertezas inerentes às propriedades geotécnicas do solo, contrastando com as abordagens determinísticas tradicionais que não levam em conta a variabilidade dos parâmetros. Para a abordagem, é levada em consideração a variabilidade, expressa por meio do coeficiente de variação, do peso específico, da condutividade hidráulica, do parâmetro de ajuste hidráulico e do ângulo de atrito efetivo do solo em questão. O coeficiente de variação da condutividade hidráulica, além de se basear em dados

de literatura, foi também definido tendo por base os ajustes individuais realizados para cada profundidade de ensaio. Da mesma forma, uma vez que foi observada variabilidade no valor admitido para o parâmetro de ajuste hidráulico ao longo da abordagem analítica dos ensaios e em função da profundidade, tendo por base o campo amostral ajustado, definiu-se sua variabilidade. Os valores de coeficiente de variação, assim definidos, indicam que o parâmetro de ajuste hidráulico, em conjunto com condutividade hidráulica, apresenta as maiores variabilidades (respectivamente, 96% e 75%).

Os resultados referentes à avaliação da probabilidade de falha demonstraram que, apesar das probabilidades serem superiores ao limite admissível em todos os casos avaliados, apenas no cenário que efetivamente levou o talude à falha a probabilidade de falha crítica foi ultrapassada. Isso sugere a existência de uma faixa de transição antes da falha definitiva, onde o talude está em condição iminente de instabilidade devido a fatores externos, podendo, no caso em que os esforços externos sejam cessados, não haver o desencadeamento do movimento de massa.

6.1 Recomendações para futuras pesquisas

Considerando os resultados, conclusões e limitações encontradas durante o estudo, são sugeridos os seguintes temas para pesquisas futuras:

- Realizar os mesmos estudos apresentados na presente dissertação tendo por base os dados provenientes do “data logger 2”, referente aos sensores de monitoramento de sucção e de teor de umidade instalados no lado oposto do talude, para comparação do comportamento observado a partir dos dados obtidos dos sensores do “data logger 1”;
- Realizar a análise de fluxo e de estabilidade considerando o talude como finito, conforme caso 4 proposto por Cavalcante & Zornberg, (2017), uma vez que ocorre acúmulo de água na base do mesmo durante a execução dos ensaios experimentais;
- O estudo se beneficiaria da expansão da base de dados geotécnicos, incluindo uma gama mais ampla de tipos de solo e condições de compactação. Isso permitiria uma compreensão mais abrangente da influência de diferentes características do solo na estabilidade de taludes, em especial na condutividade hidráulica e no parâmetro de ajuste hidráulico de Cavalcante & Zornberg (2017); e
- Realizar análises de sensibilidade detalhadas para entender melhor como variações nos parâmetros geotécnicos e hidrológicos influenciam o fator de segurança. Isso ajudaria a

identificar quais parâmetros são mais críticos para a estabilidade do talude e, portanto, onde os esforços de medição e controle devem ser focados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. (2016). NBR 7181: Análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- AGU. (2019). American Geophysical Union: Geotechnical Responses to Climate Change.
- Ang, A.H-S., Tang, W.H. (1975). Probability Concepts in Engineering Planning and Design. New York: John Wiley and Sons, 562 p.
- Assis, A. P., Espósito, T. J., Gardoni, M. G., Silva, P. D. E. A., Maia, J. A. (2012). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Publicação G. AP-002/2012, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 278 p.
- ASTM International. (2017). ASTM D2487-17, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. England: John Wiley & Sons Ltd, 605 p.
- Bear, J. (1979). Hydraulics of groundwater. McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering. New York: McGraw-Hill.
- Berardi, M., Vurro, M. (2016). "The Numerical Solution of Richards' Equation by Means of Method of Lines and Ensemble Kalman Filter." *Mathematics and Computers in Simulation*, 125, 38–47.
- Bicalho, K.V., Znidarcic, D., Fleureau, J.M. (2007). "Determination of water hydraulic conductivity functions of unsaturated soils." 3 Asian Conference on Unsaturated soils, Beijing, China, v. I, 445-450.
- Bicalho, K.V., Machado, S.L. & Gerscovich, D.M.S. (2015). "Condutividade hidráulica em fluxo em solos não saturados." In J. Camapum de Carvalho, G. F. N. Gitirana Jr., S.L. Machado, M.M.A. Mascarenha & F.C. Silva Filho (eds.), *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*. São Paulo, SP: ABMS, pp 297-326.
- Bishop, A. W. (1959). "The principle of effective stress." *Teknisk Ukeblad*, 96, 1171-1197.
- Blight, G. E. (1997). "Interactions between the atmosphere and the earth." *Géotechnique*, 47(4), 715-767.
- Borges, L. P. de F. (2016). Método Discreto Iota-Delta: Uma Nova Abordagem Numérica Para o Problema de Fluxo Não Saturado Em Meios Porosos e Fraturados. Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. 132.
- Brisson, N., Ruget, F., Gate, P., Lorgeou, J., Nicoullaud, B., Tayot, X., Plenet, D., Jeuffroy, M.H., Bouthier, A., Ripoche, D., Mary, B., Justes, E. (2002). "STICS: a generic model for the simulation of crops and their water and nitrogen balances. II. Model validation for wheat and corn." *Agronomie*, 22, 69-93.

- Brooks, R. H., Corey, A. T. (1964). "Hydraulic properties of porous media." Hydrology Paper No. 3, Colorado State Univ., Fort Collins, Colo.
- Brutsaert, W. (1967). "Some methods of calculating unsaturated permeability." Trans. ASAE, 10, p. 400-404.
- Brutsaert, W. (2005). Hydrology: An Introduction. Cambridge University Press.
- Buckingham, E. (1907). "Studies on the movement of soil moisture." USDA Bureau of Soils – Bulletin No. 38, 61 p.
- Camapum de Carvalho, J., Gitirana Jr, G. F. N., Machado, S. L., Mascarenha, M. M. dos A., & Chagas, F. da S. (2015). Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico.
- Campbell, G. S. (1974). "A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data." Soil Sci., 117(6), 311-314.
- Cavalcante, A. L. B., Camapum de Carvalho, J. (2017). "Probabilidade de ruptura transiente de taludes não saturados em bordas de reservatórios." In M. M. Sales, J. Camapum de Carvalho, M.M.A. Mascarenha, M.P. da Luz, N. M. de Souza & R. R. Angelim (eds.), Erosão em Bordas de Reservatório. Goiânia, GO, 469-487.
- Cavalcante, A. L. B., Zornberg, J. G. (2017). "Efficient approach to solving transient unsaturated flow problems. I: Analytical solutions." International Journal of Geomechanics, 17(7), 4017013.
- Cavalcante, A. L. B., Mascarenhas, P. V. S. (2021). "Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve." Acta Geotechnica, 1-10.
- Coduto, D. P. (2001). Geotechnical Engineering: Principles and Practices. 2. ed. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, p. 341-345.
- Costa, M.B.A. (2022). Modelos constitutivos de superfície de retenção e de condutividade hidráulica para solos uni e bimodais. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 173/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103 p.
- Costa, M. B. A., Cavalcante, A. L. B. (2020). "Novel approach to determine soil–water retention surface." International Journal of Geomechanics, 20(6), 4020054.
- Costa, M. et al. (2021). "Regional Climate Variability and Soil Management in Brazil." Journal of Soil and Water Conservation.
- Dantas, A. P. N. (2024). Proposição de um Equipamento em Modelo Físico a 1g para a Simulação de Deslizamentos Superficiais em Talude Não Saturado Induzidos por Precipitação Artificial. Tese de Doutorado, Publicação G.TM-193/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149 p.
- Darcy, H. (1856). Histoire Des Fontaines Publique de Dijon. Paris, Dalmont, 590–594.

- Das, B. M. (2010). Principles of Geotechnical Engineering. 7. ed. Stamford, CT: Cengage Learning, p. 108-110.
- Deng, B., & Wang, J. (2017). "Saturated-Unsaturated Groundwater Modeling Using 3D Richards Equation With a Coordinate Transform of Nonorthogonal Grids." Applied Mathematical Modelling, 50, 39–52.
- Durner, W. (1992). "Predicting the Unsaturated Hydraulic Conductivity Using Multi-porosity Water Retention Curves." In Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils, 185-202.
- El-Ramly, H. (2001). Probabilistic Analyses of Landslide Hazards and Risks: Bridging Theory and Practice. Doctor Degree Thesis, University of Alberta, Alberta, Canadá, 391 p.
- FEMA. (Federal Emergency Management Agency). (2017). Understanding Soil Behavior in Floodplain Management. Washington, D.C.
- Florêncio, L. A. S. (2018). Análise de confiabilidade geotécnica de estruturas de contenção em balanço executadas em areia. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, RN.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils." Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE, 103, 447-456.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. & Widger, R. A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils." Canadian Geotechnical Journal, 15(3), 313-321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. Nova Jersey, EUA: John Wiley & Sons, 507 p.
- Fredlund, D. G., Xing, A. & Huang, S. (1994). "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve." Canadian Geotechnical Journal, 31(4): 533–546.
- Fredlund, D. G. (2000). "The Implementation of Unsaturated Soil Mechanics Into Geotechnical Engineering." Canadian Geotechnical Journal, 37(5), 963–986.
- Fredlund, D. (2006). "Unsaturated soil mechanics in engineering practice." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(3): 286–321.
- Freeze, R.A., Cherry, J.A. (1979). Groundwater. New Jersey, USA: Prentice Hall, Inc., 604 p.
- Gardner, W. (1958). "Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils." Highway Research Board Special Rep. No. 40, Int. Symp. on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington, D.C., 78–87.
- Gitirana Jr., G.F.N. (2005). Weather-related geo-hazard assessment model for railway embankment stability. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canadá, 439 p.

- Green, W. H., & Ampt, G. A. (1911). "Studies on Soil Physics." *The Journal of Agricultural Science*, 4(1), 1-24.
- Griffith, D. V., Fenton, G. A. (2004). "Probabilistic Slope Stability Analysis by Finite Elements." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(5): 507-518.
- Hayek, M. (2016). "An Exact Explicit Solution For One-Dimensional, Transient, Nonlinear Richards' Equation For Modeling Infiltration With Special Hydraulic Functions." *Journal of Hydrology*, 535, 662–670.
- Heshmati, A. A., & Motahari, M. R. (2012). "Identification of key parameters on soil water characteristic curve." *Life Science Journal*, 9(3), 1532–1537.
- Hillel, D. (1980). *Fundamentals of Soil Physics*. New York, NY: Academic Press.
- Hillel, D. (1982). *Introduction to Soil Physics*. Academic Press.
- Holtan, H. N. (1961). "Concept for infiltration estimates in watershed engineering." US Department of Agriculture.
- Holtz, R. D.; Kovacs, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, p. 257-260.
- Horton, R.E. (1940). "An Approach Toward a Physical Interpretation of Infiltration Capacity." *Soil Science Society of America Journal*.
- Houser, P.R. (2003). "Infiltration and soil moisture processes." In *Handbook of Weather, Climate, and Water, Atmospheric Chemistry, Hydrology, and Societal impacts*. John Wiley e Sons, 493-506.
- Huang, S., Barbour, S. L., & Fredlund, D. G. (1998). "Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil." *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 411–425.
- INMET. (2020). *Instituto Nacional de Meteorologia: Relatório sobre o Clima no Brasil*.
- IPCC. (2014). *Climate Change 2014: Impacts, Adaptation, and Vulnerability. Part A: Global and Sectoral Aspects. Contribution of Working Group II to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 1132 pp.
- Karube, D., & Kawai, K. (2001). "The role of pore water in the mechanical behavior of unsaturated soils." *Geotechnical & Geological Engineering*, 19(3-4), 211–241.
- Kirkham, D. (2005). *Principles of Soil and Plant Water Relations*. Burlington, MA: Elsevier Academic Press.
- Kostiakov, A. N. (1932). "On the dynamics of the coefficient of water percolation in soils and the necessity of studying it from the dynamic point of view for the purposes of amelioration." *Transactions of the Sixth Commission of the International Society of Soil Science*, 1, 7-21.

- Lai, W., & Ogden, F. L. (2015). "A Mass-Conservative Finite Volume Predictor –Corrector Solution of The 1D Richards Equation." *Journal of Hydrology*, 523, 119–127.
- Laliberte, G. E. (1969). "A mathematical function for describing capillary pressure-desaturation data." *Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, 14(2), 131-149.
- Lewis, M. R. (1937). "The rate of infiltration of water in irrigation-practice." *Transactions American Geophysical Union*, 18(2), 361-368.
- Lipnikov, K., Moulton, D., & Svyatskiy, D. (2016). "New Preconditioning Strategy For Jacobian-Free Solvers For Variably Saturated Flows With Richards Equation." *Advances in Water Resources*, 94, 11–22.
- Liu, H.H. (2017). "Generalization of the Darcy-Buckingham Law: Optimality and Water Flow in Unsaturated Media." In *Fluid flow in the Subsurface*. Springer.
- Lu, N., Likos, J. (2004). "State of unsaturated soil." In *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc, 3-46.
- Lu, N., Likos, J. (2006). *Unsaturated Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- Lu, N., Godt, J. W., Wu, D. T. (2010). "A closed-form equation for effective stress in unsaturated soil." *Water Resour Res*, 46: 1-14.
- Luíz, G. C., Martins, L. F. R. & Camapum De Carvalho, J. (2012). "A influência do clima na infiltrabilidade do solo." In J. Camapum de Carvalho, G. F. N. Gitirana Jr. & E. T. Carvalho (eds.), *Tópicos sobre Infiltração: Teoria e Prática Aplicadas a Solos Tropicais*. Brasília, DF, Brasil, 49-72.
- Machado, S. L., Vilar, O. M. (2015). "Potenciais da água no solo." In J. Camapum de Carvalho, G. F. N. Gitirana Jr., S. L. Machado, M. M. A. Mascarenha, Silva Filho, F. C. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 79-96.
- Maranha das Neves, E. M. (2016). *Mecânica dos estados críticos: solos saturados e não saturados*. 1 ed., IST Press, Lisboa, Portugal, 451-490.
- Martins, M. M. (2022). *Modelagem físico-matemática da interação solo-atmosfera e erosão hídrica em bordas de reservatórios*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, 121 p.
- Mascarenhas, P. V. S. (2022). *Risco de ruptura de encosta causada por chuva com consequência para oleodutos e gasodutos na Serra do Mar implementando a análise não saturada, transiente e fracionária*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 209 p.
- Masrouri, F., Bicalho, K. V., & Kawai, K. (2008). "Laboratory hydraulic testing in unsaturated soils." *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 691-704.

- Matyas, E. L., Radhakrishna, H. S. (1968). "Volume change characteristics of partially saturated soils." *Géotechnique*, 18(4): 432–448.
- McKee, C., Bumb, A. (1987). "Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas." *Proc., 1985 SPE Formation Evaluation Paper SPE 14447*, Society of Petroleum Engineers, Richardson, Tex., 599-608.
- Mein, R. G., & Larson, C. L. (1973). "Modeling infiltration during a steady rain." *Water resources research*, 9(2), 384-394.
- Mitchell, J. K.; Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. 3. ed. Nova York, NY: John Wiley & Sons, p. 225-229.
- Modarres, M., Kaminskiy, M. P., Krivtsov, V. (2016). *Reliability Engineering and Risk Analysis: A Practical Guide*. Boca Raton, EUA: CRC press, 504 p.
- Mualem, Y. (1976). "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media." *Water Resources Research*, v. 12, n. 3, p. 513-522.
- NOAA. (2021). *National Oceanic and Atmospheric Administration: State of the Climate*. National Oceanic and Atmospheric Administration.
- Ochoa, V. E. M. (2012). "Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria." *Boletín de ciencias de la tierra*, (31), 23-38.
- Othmer, H., Diekkruger, B., & Kutilek, M. (1991). "Bimodal porosity and unsaturated hydraulic conductivity." *Soil Science*, 152(3), 139-150.
- Ozelim, L. C. D. S. M., Cavalcante, A. L. B., Assis, A. & Ribeiro, L. F. M. (2015). "Analytical Slope Stability Analysis Based on Statistical Characterization of Soil Primary Properties." *International Journal of Geomechanics*, 15(2): 06014018-1 – 06014018-8.
- Pajalić, S., Peranić J., Maksimović S., Čeh, N., Jagodnik, V., Arbanas, Ž. (2021). "Monitoring and data analysis in small scale landslide physical model." *Appl. Sci.*, 2021, 11, 5040. DOI: 10.3390/app11115040.
- Paranhos, A., Vechia, D., & Beltrame, M. (2008). "Capilaridade: um fenômeno de superfície com aplicações cotidianas." In *XII Encontro Latino Americano de Iniciação Científica e VIII Encontro Latino Americano de Pós-Graduação – Universidade do Vale do Paraíba (Vol c, bl 1–2)*.
- Parizzi, M. G., Sebastião, C. S., Viana, C. de S., Pflueger, M. de C., Campos, L. de C., Cajazeiro, J. M. D., Tomich, R. S., Guimarães, R. N., Abreu, M. L. de, Sobreira, F. G., & Reis, R. dos. (2010). "Correlações entre chuvas e movimentos de massa no município de Belo Horizonte, MG." *Revista Geografias*, 6(2), 49-68.
- Philip, J. R. (1957). "The theory of infiltration: 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations." *Soil Science*, 84(3), 257-264.

- Pinto, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- Rahardjo, H. (1999). "Introduction and overview of the shear strength of unsaturated soils and its application." *The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics, Fredlund Volume, National Research Council of Canada*, 219-220.
- Rawls, W. J., Brakensiek, D. L., & Saxton, K. E. (1993). "Estimation of Soil Water Properties." *Transactions of the ASAE*, 25(5), 1316-1320, 1328.
- Richards, L. A. (1931). "Capillary conduction of liquids through porous mediums." *Journal of Applied Physics*, 1(5), 318–333.
- Rojas, K. R. (2017). Estudo dos deslizamentos superficiais deflagrados por chuvas implementando a análise não saturada e transiente em escala regional. Dissertação de Mestrado, UnB, Brasília, Brasil, 90 p.
- Romero, E., & Vaunat, J. (2000). "Retention curves of deformable clays." *International Workshop on Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento*, 91–106.
- Rosenblueth, E. (1975). "Point Estimates for Probability Moments." *Proceeding National Academy of Sciences, PNAS*, 72(10): 3812-3814.
- Salager, S., El Yousoufi, M., & Saix, C. (2010). "Definition and experimental determination of a soil-water retention surface." *Canadian Geotechnical Journal*, 47(6), 609-622.
- Silva, A. N. (2018). Probabilidade de ruptura transiente de encostas medida durante eventos significativos de precipitação. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.
- Silva Júnior, A.C. (2015). Abordagem rítmica probabilística aplicada em análises de fluxo e estabilidade. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 137 p.
- Smiles, D. E. (1998). "Water flow in filter paper and capillary suction time." *Chemical Engineering Science*, 53(12), 2211-2218.
- Smith, J. (2019). "Climate Change and Soil Dynamics: Impacts and Adaptation Strategies." *Environmental Research Letters*.
- Souza, T. C. (2018). Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito: uma abordagem probabilística. xxii, 269 f., il. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Suarez, J. (2003). "Zonificación de Susceptibilidad Amenaza y Riesgo." In *Deslizamientos Tomo I: Análisis Geotécnico* (bll 527–579).

- Svyatskiy, D., & Lipnikov, K. (2017). "Second-order accurate finite volume schemes with the discrete maximum principle for solving Richards equation on unstructured meshes." *Advances in Water Resources*, 104, 114–126.
- Taha, M. R., Hossain, M. K., & Mofiz, S. A. (2000). "Effect of suction on the strength of unsaturated soils." In *Geo-Denver 2000* (bll 521–587). Denver, Colorado, United States.
- Tarantino, A. (2009). "Mechanisms of Soil Suction in Unsaturated Soils." *Geotechnique*.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. ed. Nova York, NY: John Wiley & Sons, p. 368-372.
- Tucci, Carlos E. M. (2004). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. 3. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH.
- USACE. (1999). *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies*. Engineering Technical Letter ETL 1110-2-556, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, EUA, 138 p.
- Van Genuchten, M. T. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils." *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44, 892-898.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, D.E., & Clifton, A.W. (1996). "Model for the Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction." *Canadian Geotechnical Journal*.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., & Pufahl, D. E. (1999). "The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till." *Geotechnique*, 49(2), 143-159.
- Zhang, Z., Wang, W., Yeh, T. chy J., Chen, L., Wang, Z., Duan, L., Gong, C. (2016). "Finite analytic method based on mixed-form Richards' equation for simulating water flow in vadose zone." *Journal of Hydrology*, 537, 146–156.