



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANDERSON DANTAS DE MORAIS

**PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE SEDIMENTOS DA FORMAÇÃO
BARREIRAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE FALÉSIAS
CONSIDERANDO A CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO EM
BARRA DE TABATINGA/RN.**

NATAL/RN

2020

ANDERSON DANTAS DE MORAIS

PROPRIEDADES GEOTÉNICAS DE SEDIMENTOS DA FORMAÇÃO
BARREIRAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE FALÉSIAS CONSIDERANDO
A CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO EM BARRA DE
TABATINGA/RN.

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr

Coorientador: Dr. Osvaldo de Freitas Neto

NATAL/RN

2020

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Morais, Anderson Dantas de.

Propriedades geotécnicas de sedimentos da formação barreiras e análise de estabilidade de falésias considerando a condição não saturada: estudo de caso em Barra de Tabatinga/RN / Anderson Dantas de Moraes. - 2020.

131f.: il.

Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Natal, 2020.

Orientador: Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr.

Coorientador: Dr. Osvaldo de Freitas Neto.

1. Falésia - Dissertação. 2. Propriedades Geotécnicas - Dissertação. 3. Estabilidade - Dissertação. 4. Solos não saturados - Dissertação. 5. Formação Barreiras - Dissertação. I. Santos Junior, Olavo Francisco dos. II. Freitas Neto, Osvaldo de. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

ANDERSON DANTAS DE MORAIS

PROPRIEDADES GEOTECNICAS DE SEDIMENTOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE FALÉSIAS CONSIDERANDO A CONDIÇÃO NÃO SATURADA: ESTUDO DE CASO EM BARRA DE TABATINGA/RN.

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Jr. (UFRN)

Presidente – Orientador

Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto (UFRN)

Membro– Coorientador

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França (UFRN)

Membro – Examinador Interno

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo (IFRN)

Membro – Examinador Externo

Natal, 02 de março de 2020.

Pelo carinho e conselhos valiosos que meus pais me deram durante toda a minha existência, dedico esta dissertação a eles. Com muita gratidão.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Antônio e Rosa, que nunca mediram esforços para me ensinar o caminho do bem, e por proporcionarem a mim uma oportunidade que eles não tiveram.

Ao meu orientador, Professor Olavo, pela orientação, paciência e, principalmente, pela amizade durante todo o trabalho.

Aos professores do programa de Pós-Graduação em engenharia civil da UFRN, por todos os ensinamentos passados, em especial ao Professor Osvaldo, que sempre esteve presente nessa jornada, dando suporte na realização das atividades.

Aos meus amigos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN, em especial: Tiago, Itamar, Romário e Bebeto. Agradeço o bom convívio, as boas discussões e toda a ajuda prestada na execução dos ensaios.

À Clarinha, amiga que fiz durante a graduação e lutou comigo ao meu lado durante toda essa jornada. Obrigado por todo apoio. Ter você por perto foi essencial para que eu conseguisse seguir em frente. Muito obrigado por tudo!

Aos meus amigos "baldeados", que conheci na época da graduação e ao meu primo, Alex. Vocês sempre estiveram presentes e me ajudaram durante o Mestrado, com um gesto de carinho ou uma palavra amiga. É muito bom saber que tenho vocês sempre comigo, meus bons amigos.

Agradeço a todos os amigos que fiz ao longo desse mestrado, alunos e funcionários do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRN.

RESUMO

No Estado do Rio Grande do Norte, encontram-se falésias constituídas por sedimento da Formação Barreiras, sobre os quais se desenvolvem cidades e obras de infraestrutura. Nessa região, são relatados movimentos de massa em proporções relevantes, principalmente em períodos de chuva. O desenvolvimento das cidades litorâneas e o crescente mercado de turismo nessa área tem demandado o estudo das falésias e do material que as compõem, de forma que os projetos de engenharia sejam implementados com maior segurança. Os objetivos deste trabalho foram estudar as propriedades geotécnicas dos sedimentos da Formação Barreiras que compõem a falésia da praia da Barra de Tabatinga/RN e avaliar a sua estabilidade sob o ponto de vista determinístico. A falésia estudada foi dividida em três solos predominantes, os quais estão localizados na camada de base (AM-01), meio (AM-02) e topo (AM-03). Com esses solos, foram realizados ensaios de caracterização (geotécnica, química e mineralógica), ensaios para determinação da curva de retenção, ensaios de permeabilidade e compressão triaxial e diametral nas condições saturada e não saturada. Considerando o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), as amostras AM-01, AM-02 e AM-03 foram classificadas como de comportamento similar à de uma areia siltoargilosa (SM-SC), areia siltosa (SM) e areia mal graduada (SP), respectivamente. As análises químicas identificaram óxidos de silício, alumínio e ferro em maiores percentuais. Em relação às análises mineralógicas, foram detectadas as presenças de quartzo e caulinita em todas as amostras. As amostras AM-01 e AM-02 apresentaram curvas de retenção bimodais, diferentemente da amostra do topo, que apresentou formato unimodal. Além disso, todas elas apresentaram intercepto de coesão próximo de zero e ângulo de atrito em torno de 30° na condição saturada. No entanto, quando não saturadas, os parâmetros de resistência aumentaram consideravelmente, apresentando diferenças significativas entre as amostras. Na condição não saturada, o solo do topo é o menos resistente ao cisalhamento e a tração. No tocante às análises de estabilidade, essas foram realizadas no Slope/W (Geostudio, 2012) considerando três hipóteses distintas: maciço totalmente saturado (hipótese 01); maciço totalmente seco (hipótese 02) e o avanço da frente umedecimento (hipótese 03) através de modelagem numérica no Seep/W (Geostudio, 2012). A hipótese 03 tentou se aproximar da condição crítica real, buscando considerar o efeito da chuva na estabilidade da falésia. Logo, concluiu-se que para a chuva considerada, a ruptura da falésia é caracterizada, já que o $FS = 1$ é alcançado. Ademais, observou-se que a ruptura se dá completamente através do material da camada de topo e pode atingir profundidades de até 8 metros.

Palavras Chave: Falésia; Formação Barreiras; Propriedades Geotécnicas; Estabilidade.

ABSTRACT

In the state of Rio Grande do Norte exists outcrops of cliffs that belongs to the Barreiras Formation, which cities and infrastructure works are developed on. In this region, mass movements are reported in relevant proportions, especially in rainy season. The development of coastal cities and the growing tourism market in this area has demanded the study of the cliffs and their material, so that new engineering projects are safely implemented. The aims of this work were to study the geotechnical properties of the Barreiras Formation soils that make up the Barra de Tabatinga / RN beach cliff and to evaluate the stability of the cliff from the deterministic point of view. The studied cliff was divided into three predominant soils, which are located at the base (AM-01), middle (AM-02) and top (AM-03) layers. In these soils, were performed characterization tests (geotechnical, chemical and mineralogical), tests to determine the soil-water retention curve, permeability tests, triaxial and diametral compression tests under saturated and unsaturated conditions. Considering the Unified Soil Classification System (SUCS), samples AM-01, AM-02 and AM-03 were respectively classified as similar in behavior to silt-clay sand (SM-SC), silt sand (SM) and poorly graded sand (SP). The chemical analysis identified oxides of silicon, aluminum and iron in higher percentages. Regarding the mineralogical analyzes, the presence of Quartz and Kaolinite were detected in all samples. Samples AM-01 and AM-02 showed bimodal soil-water retention curves, unlike the top sample, which presented unimodal fit. In addition, all of them presented close to zero cohesion and angle of friction around 30° in the saturated condition. However, when unsaturated, the strength parameters increased considerably, especially the cohesion. In unsaturated condition, the top soil is the least shear and tensile strength. Concerning stability analyzes, these were performed in Slope / W (Geostudio, 2012) considering three different hypotheses: fully saturated cliff (hypothesis 01); totally dry cliff (hypothesis 02) and the water infiltration on cliff top (hypothesis 03) through numerical modeling in Seep / W (Geostudio, 2012). Hypothesis 03 attempted to approach the actual critical condition, trying to consider the effect of rain on cliff stability. Therefore, it was concluded that for the considered rain, the cliff rupture is characterized, since $FS = 1$ is reached. Moreover, it was observed that the rupture occurs completely through the top layer material and can reach depths of up to 8 meters.

Keywords: Cliff; Barreiras Formation; Geotechnical properties; Stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mecanismos de tombamento.....	13
Figura 2: Superfície de ruptura e forças atuantes em uma fatia genérica.....	17
Figura 3: Talude infinito: forças atuantes em uma fatia genérica.	18
Figura 4: Aplicação do método de Culmann.....	19
Figura 5: Esquema da fatia genérica utilizada pelo Método de Fellenius.....	20
Figura 6: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Bishop simplificado.....	21
Figura 7: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Spencer.....	22
Figura 8: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Jambu generalizado.....	23
Figura 9: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Sarma.....	24
Figura 10: Variação do fator de aceleração (k) com o FS.....	25
Figura 11: Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price.....	25
Figura 12: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Morgenstern e Price.....	26
Figura 13: Elemento de solo não saturado.....	29
Figura 14: Modelo de uma curva de retenção de água em solo.....	32
Figura 15: Configuração do ensaio do papel filtro.....	35
Figura 16: Envoltória de resistência proposta por Fredlund et al (1978).....	38
Figura 17: Variação de Φ_b com a sucção.....	39
Figura 18: Variação de Φ' com a sucção.....	39
Figura 19: Variação da taxa de infiltração em duas condições iniciais de umidade.....	46
Figura 20: Padrões de comportamento de infiltração associados a relação (i/ksat).....	47
Figura 21: Padrões de comportamento de infiltração encontrados por Santos e Villar (2004).	48
Figura 22: Perfil de umidade típico em solos sujeitos a carga hidráulica na superfície.....	49
Figura 23: Litoral oriental do RN.....	52
Figura 24: Localização da área de estudo.....	53
Figura 25: Identificação dos pontos numerados de 1 a 6. Trecho em falésia de aproximadamente 1 km na praia de Barra de Tabatinga/RN.....	54
Figura 26: Foto do Trecho da Falésia entre os pontos 2 e 3.....	55
Figura 27: Foto frontal do trecho da falésia localizada no ponto 3.....	55
Figura 28 : Foto do trecho da Falésia entre os pontos 4 e 5.....	56

Figura 29: Foto do trecho da falésia no ponto 5.	56
Figura 30: Foto do trecho da falésia no ponto 6.	57
Figura 31: Falésia na posição onde houve ruptura com indicação da altura das camadas.	57
Figura 32: Repetição de mecanismos de ruptura nas falésias da Formação Barreiras, por meio do desenvolvimento de fendas de tração. a) Formação de fenda de tração Praia de Tabatinga/RN; b) Foto de deslocamento de bloco em Tibau do Sol/RN.	58
Figura 33: Formação de incisão basal na falésia da praia de Barra de Tabatinga/RN.	59
Figura 34: Coleta das amostras. a) AM-01; b) AM-02; c) AM-03.....	60
Figura 35: Amostra indeformado AM-01.....	61
Figura 36: Amostra indeformado AM-02.....	62
Figura 37: Amostra indeformado AM-03.....	62
Figura 38: Fluxograma dos ensaios realizados.....	63
Figura 39: CP's indeformados moldados em anéis de PVC para serem usados nas técnicas de mesa de tensão e papel filtro.....	66
Figura 40: Mesa de tensão e etapa de saturação. a) Mesa de tensão; b) Etapa de saturação....	66
Figura 41: Umedecimento por capilaridade para os ensaios de papel filtro.....	67
Figura 42: Configuração utilizada para medição de sucção matricial e total.....	68
Figura 43: Corpos de prova isolados do ambiente.....	68
Figura 44: Detalhes do equipamento utilizado nos ensaios de compressão triaxial.....	69
Figura 45: Moldagem dos CP's cilíndricos para ensaios de compressão triaxial.....	70
Figura 46: Prensa utilizada para os ensaios de compressão diametral.....	72
Figura 47: Esquema do aparato utilizado nos ensaios de permeabilidade.....	74
Figura 48: Ensaio de imersão total (Crumb Test).....	78
Figura 49: Ruptura de um dos corpos de prova ensaiados.....	102
Figura 50: Falésia com indicação da altura total (40m) e as alturas de cada camada constituinte.	108
Figura 51: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 1.....	109
Figura 52: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 1 obtido por Silva (2019)	109
Figura 53: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 2.....	110
Figura 54: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 2 obtido por Silva (2019)	111
Figura 55: análise preliminar de fluxo estacionário para determina o perfil de poropressão.....	112
Figura 56: Condições de contorno utilizadas na análise de infiltração.....	114

Figura 57: Avanço da frente de umedecimento ao longo do período analisado.....	115
Figura 58: Superfície de ruptura com profundidade de 8m.....	118
Figura 59: Seção transversal e a superfície de ruptura utilizada na retroanálise.....	119

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Carta de plasticidade de solos da Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte.	6
Gráfico 2: Atividade das frações argilosas de solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte.	6
Gráfico 3: Curvas granulométricas das amostras estudadas.....	76
Gráfico 4: Difratoograma de Raios X da AM-01	79
Gráfico 5: Difratoograma de Raios X da AM-02.	80
Gráfico 6: Difratoograma de Raios X da AM-03.	80
Gráfico 7: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-01.	83
Gráfico 8: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-02.	84
Gráfico 9: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-03.	84
Gráfico 10: Percentual de sucção osmótica x teor de umidade volumétrica.	85
Gráfico 11: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-01.	87
Gráfico 12: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-01.....	87
Gráfico 13: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.	88
Gráfico 14: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.....	88
Gráfico 15: Poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.	89
Gráfico 16: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-02.	89
Gráfico 17: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-02.....	90
Gráfico 18: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.	90
Gráfico 19: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.	91

Gráfico 20: poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.	91
Gráfico 21: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-03.	92
Gráfico 22: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-03.....	92
Gráfico 23: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03.	93
Gráfico 24: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03	93
Gráfico 25: poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03.	94
Gráfico 26: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha kf referente a amostra AM-01.	95
Gráfico 27: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha kf referente a amostra AM-02.	96
Gráfico 28: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha kf referente a amostra AM-03.	96
Gráfico 29: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-01.	97
Gráfico 30: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-02.	98
Gráfico 31: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-03.	98
Gráfico 32: Comparação entre os resultados saturados e não saturados.	99
Gráfico 33: Exemplos de resultados obtidos para corpos de prova ensaiados com alto e baixo teor de umidade.	102
Gráfico 34: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-01. .	103
Gráfico 35: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-02. .	103
Gráfico 36: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-03. .	104
Gráfico 37: Ajuste hiperbólico de Villar (2006).	105
Gráfico 38: Função Φ_b versus sucção matricial obtido através do método de villar (2006) ...	106
Gráfico 39: Dados de precipitação diária referente a julho de 1998.	113
Gráfico 40: função de intensidade de precipitação utilizada nas análises.	114
Gráfico 41: Efeito do avanço da frente de umedecimento nas poropressões negativas.	116

Gráfico 42: Evolução do FS com o tempo.	117
Gráfico 43: Evolução do FS com a precipitação acumulada.....	117
Gráfico 44: Resultado da retroanálise.	120

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Resumo da versão do sistema de classificação de Varnes (1978) modificado por Hungr et al.(2013).	12
Quadro 2: Métodos de medida de sucção.....	33
Quadro 3: Métodos indiretos para a determinação da permeabilidade não saturada.	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros de resistência obtidos e amostras indeformadas nas condições natural, inundada e saturada, em amostras de solo provenientes da formação barreiras no RN. (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011; Souza Jr., 2013; Barbosa, 2017; Taquez, 2017 e Sousa, 2018).....	8
Tabela 2: Coordenada dos pontos onde as amostras foram coletadas.....	61
Tabela 3: Quantitativo dos ensaios realizados.....	64
Tabela 4: Valores de massa específica dos sólidos para cada amostra.	75
Tabela 5: Valores de massa específica do solo na umidade higroscópica, massa específica seca, massa específica saturada e índice de vazios.....	75
Tabela 6: Resultados do ensaio de granulometria conjunta. D_x – Diâmetro correspondente a x % do material passante.	76
Tabela 7: Valores de LL, LP, IP e IA.....	77
Tabela 8: Resultado dos ensaios de FRX.	78
Tabela 9: Dados experimentais obtidos pela técnica de papel filtro (PF) e mesa de pressão (MP)	81
Tabela 10: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água.....	85
Tabela 11: Dados referente aos ensaios de compressão triaxial.....	86
Tabela 12: Parâmetros efetivos da linha kf e da envoltória de resistência obtidos através dos ensaios CD e CU.	97
Tabela 13: Parâmetros efetivos da linha kf e da envoltória de resistência. Obtidos através dos ensaios CW.....	100
Tabela 14: Resultado dos ensaios de compressão diametral.	101
Tabela 15: Dados dos CP's ensaiados e valores de k_{20} obtidos.	104
Tabela 16: Dados referente ao ajuste hiperbólico de Villar (2006).....	105
Tabela 17: Parâmetros adotados para as análises de estabilidade.	107

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
AM-01	Amostra coletada da camada de base da falésia;
AM-02	Amostra coletada da camada intermediária da falésia;
AM-03	Amostra coletada da camada de topo da falésia;
ASTM	Sociedade Americana para Ensaios e Materiais;
CD	Ensaio de compressão triaxial consolidado e drenado;
CL	Argila de baixa plasticidade;
CU	Ensaio de compressão triaxial consolidado e não drenado;
CW	Ensaio de compressão triaxial consolidado com umidade Constante;
FS	Fator de Segurança;
IA	Índice de Atividade;
IP	Índice de Plasticidade;
LL	Limite de Liquidez;
LP	Limite de Plasticidade;
LVDT	Transformador Diferencial Variável Linear;
NBR	Norma Brasileira;
RN	Rio Grande do Norte;
RT	Resistência a Tração;
SM	Areia siltosa;
SM-SC	Areia silto-argilosa;
SP	Areia mal graduada;
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos;
VIB	Velocidade de Infiltração Básica;

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos do Alfabeto Latino

a	Parâmetro de ajuste da função hiperbólica de Villar;
b	Parâmetro de ajuste da função hiperbólica de Villar;
c'	Intercepto de coesão efetivo;
c' _{último}	Intercepto de coesão efetivo último;
e	Índice de vazios;
E	Forças horizontais entre fatias;
g	Aceleração da gravidade;
i	Gradiente hidráulico;
i	Intensidade de chuva;
ksat	Condutividade hidráulica saturada;
L	Comprimento da fatia;
m	Parâmetros do ajuste de Van Genuchten referente a curva característica;
n	Parâmetros do ajuste de Van Genuchten referente a curva característica;
N'	Força normal efetiva na base da fatia;
Q	Vazão;
Q	Resultante das forças Interlamelares;
R	Taxa de infiltração;
S	Força cisalhante na base da fatia;
S	Grau de saturação do solo;
U	Força relativa a poropressão na base da fatia;
u _a	Pressão do ar nos poros do solo;
u _w	Poropressão;
v	Velocidade de fluxo;
w	Parâmetros do ajuste de Durner referente a curva característica;
W	Peso da fatia;
w	Teor de umidade;
X	Força vertical entre fatias;
k _s	Coefficiente de permeabilidade saturado do solo;
k	Fator de aceleração horizontal;

Simbolos do Alfabeto Grego

α	Parsâmetro de forma da curva de retenção (Van Genuchten, 1980);
β	Fator estatístico para medir área de contato;
γ	Peso específico do solo;
γ_d	Peso específico do solo seco;
γ_s	Peso específico do solo saturado;
ϵ_a	Deformação Axial;
ϵ_v	Deformação volumétrica;
θ	Teor de umidade volumétrico;
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual;
θ_s	Teor de umidade volumétrico saturado;
ρ	Massa específica natural;
ρ_d	Massa específica aparente seca;
ρ_s	Massa específica dos sólidos;
σ'	Tensão efetiva;
σ	Tensão total;
$\sigma'_1 - \sigma'_3$	Tensão desvia tória;
σ'_1	Tensão principal maior;
σ'_3	Tensão principal menor;
$\sigma' - u_a$	Tensão normal líquida;
τ_f	Resistência ao cisalhamento;
τ_{mob}	Tensão cisalhante mobilizada;
Φ'	Ângulo de atrito interno efetivo;
Φ_b	Ângulo de atrito interno efetivo relativo a variações na sucção;
X	Parâmetro relacionado com o grau de saturação;
Ψ_m	Sucção matricial;
Ψ_o	Sucção osmótica;
ψ_t	Sucção total;
$\Phi_{cinét.}$	Potencial cinético da água no solo;
$\Phi_{gravit.}$	Potencial de posição ou gravitacional;
$\Phi_{matric.}$	Potencial matricial da água no solo;
$\Phi_{osmót.}$	Potencial osmótico da água no solo;

$\Phi_{p.água}$	Potencial de pressão da água no solo;
$\Phi_{pneum.}$	Potencial pneumático da água no solo;
$\Phi_{term.}$	Potencial térmico da água no solo;
$\Phi_{total.}$	Potencial total de água no solo;

Sumário

1	Introdução	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Justificativa.....	2
1.3	Objetivos da pesquisa	2
1.3.1	Objetivo geral	2
1.3.2	Objetivo específicos	2
1.4	Estrutura do texto	3
2	Fundamentação Teórica	4
2.1	Formação Barreiras.....	4
2.2	Movimentos de massa	11
2.3	Análise de estabilidade de talude	15
2.3.1	Métodos de equilíbrio limite	16
2.3.1.1	Método do talude infinito.....	17
2.3.1.2	Método de Culmann	18
2.3.1.3	Métodos das fatias	19
2.3.1.3.1	Fellenius.....	19
2.3.1.3.2	Bishop simplificado	20
2.3.1.3.3	Spencer.....	21
2.3.1.3.4	Janbu generalizado.....	23
2.3.1.3.5	Sarma	23
2.3.1.3.6	Morgenstern e Price	25
2.3.2	Formas de abordagens nas análises de estabilidade	27
2.3.2.1	Abordagem determinística	27
2.3.2.2	Abordagem probabilística	28
2.4	Solos não saturados	28
2.4.1	Potencial da água no solo.	29

2.4.2	Curva de retenção de água.....	31
2.4.3	Técnicas de medida de sucção.....	32
2.4.3.1	Técnica do papel filtro.....	35
2.4.3.2	Mesa de tensão	36
2.4.4	Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados	36
2.4.4.1	Proposta de Bishop et al. (1960)	37
2.4.4.2	Proposta de Fredlund et al. (1978)	37
2.4.4.3	Métodos de previsão da resistência em solos não saturados.....	40
2.4.5	Condutividade hidráulica de solos não saturados.....	41
2.4.6	Fluxo em solos não saturados.....	44
2.4.6.1	Equações de fluxo	44
2.4.6.2	Infiltração de água em taludes.....	45
3	Área de estudo.....	51
3.1	Geologia e geomorfologia do litoral oriental do RN.....	51
3.2	Localização da Área de estudo.	52
3.3	Descrição da área de estudo.....	53
4	Estudo das propriedades geotécnicas dos solos que compõe a falésia	60
4.1	Coleta das Amostras	60
4.2	Metodologia dos ensaios realizados	63
4.2.1	Caracterização geotécnica, química e mineralógica.....	64
4.2.1.1	Caracterização geotécnica	64
4.2.1.2	Caracterização química	65
4.2.1.3	Caracterização mineralógica	65
4.2.2	Determinação da Curva de retenção	65
4.2.2.1	Mesa de tensão	66
4.2.2.2	Papel filtro.....	67
4.2.3	Ensaio de resistência ao cisalhamento	69
4.2.3.1	Moldagem dos corpos de prova (CP's).....	69

4.2.3.2	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado (CD) e consolidado não drenado (CU)	70
4.2.3.3	Compressão triaxial consolidado e drenado na condição de umidade higroscópica (CW).....	72
4.2.4	Ensaio de compressão diametral	72
4.2.5	Ensaio de permeabilidade.....	73
4.3	Apresentação e análise dos resultados.....	75
4.3.1	Caracterização geotécnica, química e mineralógica.....	75
4.3.1.1	Caracterização geotécnica	75
4.3.1.2	Caracterização química	78
4.3.1.3	Caracterização mineralógica	79
4.3.2	Curva de retenção de água no solo	81
4.3.3	Ensaio de resistência ao cisalhamento	86
4.3.3.1	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado (CD) e consolidado não drenado (CU)	87
4.3.3.2	Ensaio de compressão triaxial consolidado drenado na condição de umidade higroscópica (CW).....	97
4.3.4	Compressão diametral	100
4.3.5	Ensaio de Permeabilidade	103
4.3.6	Previsão da resistência não saturada pelo método de Villa (2006)	104
5	Análise de estabilidade	107
5.1	Metodologia.....	107
5.2	Resultados e discussões	108
5.2.1	Hipótese 1	108
5.2.2	Hipótese 2.....	110
5.2.3	Hipótese 3	111
5.2.3.1	Simulação do avanço da frente de umedecimento.	111
5.2.3.2	Análise de estabilidade.....	116

5.2.4	Hipótese 4.....	119
6	Conclusões	121
6.1	Relacionadas aos ensaios realizados.....	121
6.2	Relacionadas as análises de estabilidade	122
	REFERÊNCIAS	124

1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

O potencial turístico da região litorânea, em especial do Nordeste brasileiro, tem passado por uma crescente valorização turística e imobiliária acompanhada de um aumento na densidade populacional. É possível observar a presença cada vez maior de empreendimentos turísticos e imobiliários nas regiões costeiras no decorrer do tempo, principalmente no topo de falésias.

Nas falésias, o processo erosivo de forma geral atua em duas frentes: na base, pela ação das ondas e correntes marinhas, e no topo, pela ação das águas da chuva. As ondas escavam a base do maciço que combinado com a ação das águas pluviais, faz com que as falésias recuem em direção ao continente através de movimentos de massa. A geometria e características dos materiais que constituem o maciço influenciam diretamente na quantidade e intensidade desses movimentos, como também a ocupação indevida pela população (que pode causar um aumento do carregamento superficial e erosão por águas servidas). A remoção de vegetação e a diminuição da área disponível para percolação gera regiões com fluxo concentrado, dando origem a processos erosivos.

No Estado do Rio Grande do Norte, especificamente, encontram-se afloramentos da Formação Barreiras sobre os quais se desenvolvem cidades e obras de infraestrutura. Em termos morfológicos verifica-se a presença de um relevo plano na forma de tabuleiro (Tabuleiros Costeiros), porém nas proximidades do mar ocorre uma quebra de relevo na forma de falésias, as quais se constituem na borda dos tabuleiros. Nessa região, são relatados movimentos de massa em proporções relevantes, principalmente em períodos de chuva. Diversos estudos têm sido realizados com o intuito de se conhecer melhor o comportamento desse material, para servir de base nos processos de identificação das áreas de riscos e possibilitou a aplicação de medidas técnicas adequadas para que o desenvolvimento aconteça com segurança.

Os trabalhos acerca da Formação Barreiras, com o enfoque geotécnico, no litoral do RN desenvolvidos até o ano de 2017 envolveram a determinação dos parâmetros geotécnicos do material e análises de estabilidade de falésias das regiões de Tibau do Sul (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011), Baía Formosa (Souza Jr, 2013) e Parnamirim (Barbosa, 2017; Taquez, 2017). No entanto, o município costeiro de Nísia Floresta, mais especificamente na praia de Barra de Tabatinga, apresenta falésias sobre as quais não se possui conhecimento do comportamento mecânico dos materiais que as compõe e de sua atual condição de estabilidade.

Geralmente, para projetos de engenharia, o solo é considerado apenas sob condição saturada, que é a situação mais crítica. No entanto, em regiões tropicais, o nível freático geralmente encontra-se em profundidades consideráveis fazendo com que o solo permaneça no estado não saturado durante toda a vida útil das obras. A consideração da condição não saturada, portanto, pode tornar o problema mais realista e econômico.

1.2 Justificativa

Nos últimos anos, estudos vêm sendo realizados ao longo do litoral leste do Rio Grande do Norte, para a identificação das características geotécnicas dos sedimentos de falésias da Formação Barreiras. No entanto, alguns locais ainda não foram avaliados, dentre eles a praia de Barra de Tabatinga, no município de Nísia Floresta. Por ser um local turístico, é bastante visado pela indústria turístico-imobiliária. A implementação dessas atividades é significativa para o desenvolvimento regional e local, contudo deve ser precedida de estudos técnicos que proporcionem segurança em relação aos movimentos de massa.

Para isso, é importante realizar investigações de campo e de laboratório que proporcionem conhecer o comportamento do solo, sob o ponto de vista saturado e não saturado. A literatura tem mostrado que a consideração da condição não saturada exerce influência na resistência ao cisalhamento, mas a maioria dos projetos de engenharia têm levado em consideração apenas o solo na condição saturada.

A proposta do presente trabalho é, portanto, estudar as Falésias da Formação Barreiras presentes em Tabatinga-RN, principalmente na obtenção e análise de dados da resistência ao cisalhamento na condição saturada e não saturada. De posse desses dados, realizar análises de estabilidade, através dos métodos de equilíbrio limite.

1.3 Objetivos da pesquisa

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo principal desta pesquisa é estudar o comportamento geotécnico dos solos da Formação Barreiras, principalmente a resistência ao cisalhamento, e realizar análises de estabilidade das falésias de Tabatinga-RN sob o ponto de vista determinístico, considerando também a condição não saturada do solo.

1.3.2 Objetivo específicos

- Caracterizar os materiais constituintes das falésias da Barra de Tabatinga;

- Obter parâmetros geotécnicos de resistência ao cisalhamento para os solos das falésias através de ensaios de compressão triaxiais CU e CD, na condição saturada, e de ensaios triaxiais CW, na condição de umidade higroscópica;
- Obter as curvas de retenção de água dos solos;
- Obter a resistência a tração através de ensaios de compressão diametral;
- Determinar a permeabilidade dos solos constituintes das falésias;
- Estimar a resistência ao cisalhamento para os solos na condição não saturada;
- Realizar análises de estabilidade sob o ponto de vista determinístico.

1.4 Estrutura do texto

No capítulo 1 é apresentado o escopo do texto, com uma breve apresentação do contexto sobre falésias no litoral do RN e a definição dos objetivos a serem alcançados. Também é apresentado as motivações da pesquisa no contexto prático e científico.

O capítulo 2 aborda inicialmente uma revisão da literatura sobre a Formação Barreiras, no qual são mostrados os principais trabalhos no âmbito geotécnico que foram desenvolvidos no Rio Grande do Norte. Também é feita uma discussão sobre os movimentos de massa e os métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite. O capítulo se encerra com uma revisão da literatura acerca do comportamento dos solos na condição não saturada.

No capítulo 3 é mostrada a localização da área de estudo, bem como o contexto geológico e geomorfológico no qual a falésia estudada está inserida.

O capítulo 4 trata da obtenção das propriedades geotécnicas dos materiais da falésia. Inicialmente aborda o programa experimental adotado na pesquisa, desde a etapa de coleta das amostras até os ensaios de resistência. Após a descrição dos procedimentos, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados.

O capítulo 5 se refere as análises de estabilidade da falésia. São evidenciados a metodologia e os resultados das análises de estabilidade para as simulações consideradas.

Por fim, no capítulo 6 apresentam-se as conclusões da pesquisa realizada, com um resumo a respeito das propriedades geotécnicas e dos resultados das análises de estabilidade da falésia da praia de Barra de Tabatinga.

2 Fundamentação Teórica

2.1 Formação Barreiras

A Formação Barreiras é uma unidade geológica do Período Terciário, mais precisamente entre o Mioceno e o Plioceno, formada por um material de natureza sedimentar que aflora em uma faixa ao longo de aproximadamente 4.000 km no litoral Brasileiro, que se estende desde o Rio de Janeiro até o Amapá e recobrimdo depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras. De acordo com Bezerra et al. (2005), é o substrato sobre o qual se desenvolve a maior parte do quaternário costeiro no Brasil. A região do litoral em que essa formação ocorre se apresenta, em sua maior parte, intensamente povoada e por isso merece atenção.

Os estudos pioneiros datam do início do século XX, quando Branner (1902, apud Mabesoone et al., 1972) fez a primeira referência a Unidade Barreiras. Nas décadas seguintes, alguns trabalhos denominaram a unidade como “Série das Barreiras” e, a partir de Kegel (1957), esta passou a ser citada na categoria de formação. Bigarella e Andrade (1964), ao estudarem a faixa costeira do Estado de Pernambuco, redefiniram essa unidade como Grupo Barreiras e propuseram duas novas formações: uma inferior, chamada Guararapes, e uma superior; denominada de Riacho Morno. Campos e Silva (1966) propuseram, na região entre Natal e Macaíba (RN), duas outras unidades superpostas à Formação Riacho Morno, denominadas de formações Macaíba e Potengi, não tendo sido identificada a Formação Guararapes. Mabesoone et al. (1972), baseados em dados de afloramentos e de subsuperfície, redefiniram o Grupo Barreiras na região entre o Rio Grande do Norte e Pernambuco, fragmentando-o nas formações Serra do Martins, Guararapes e Macaíba. Também foi sugerido que as Formações Riacho Morno e Potengi fossem tratadas apenas como manto de intemperismo das formações Guararapes e Macaíba e não como unidades. Em trabalhos mais recentes, as rochas designadas de Barreiras foram reposicionadas na categoria de formação por Mabesoone et al. (1991), voltando a indicação inicial de Kegel (1957). As unidades antes individualizadas representariam, segundo esses autores, apenas variações faciológicas dos diferentes sistemas deposicionais associados.

A Formação Barreiras consiste em uma cobertura sedimentar, com camadas intercaladas de argilitos, siltitos e arenitos, com diferentes teores de silte, argila e arenitos conglomeráticos. Ocorre com frequência a presença de camadas enrijecidas com cimentação ferruginosa (Santos

Jr; Coutinho e Severo, 2015). Esses sedimentos apresentam tonalidades com coloração viva e que variam de cores vermelhas, amarelas até brancas e geralmente afloram nas falésias erodidas pela ação do mar, nas vertentes íngremes dos vales e em taludes rodoviários de cortes.

Alheiros e Lima Filho (1991) revisaram a geologia da faixa costeira oriental do Nordeste do Brasil, entre as cidades de Natal e Recife. No trabalho, observaram três fácies sedimentares: leques aluviais (observadas desde o norte de Recife até a região do Alto de Mamanguape); sistema fluvial de canais entrelaçados (encontradas em toda a faixa entre Recife e Natal) e litorânea (na faixa de litoral entre Recife e João Pessoa e na região de São José do Mipibu).

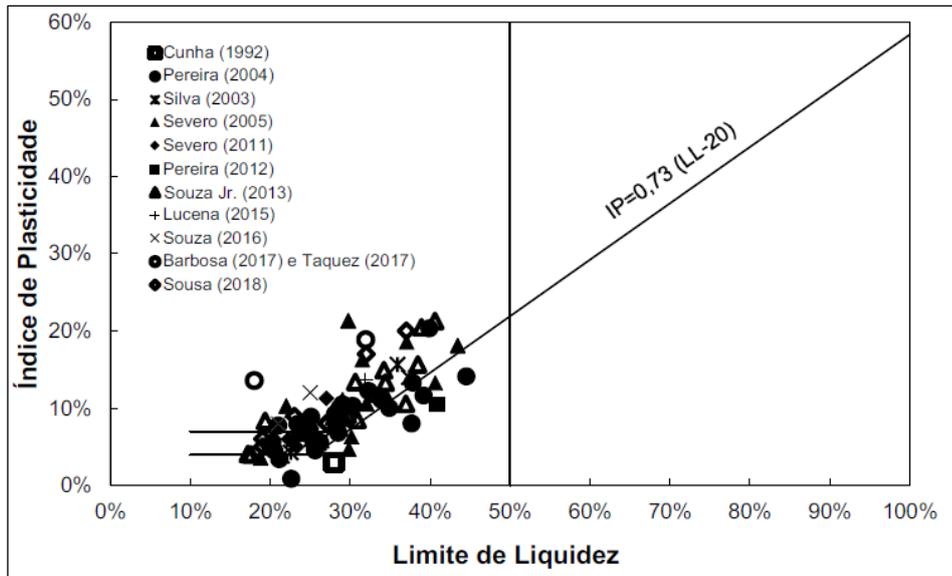
De acordo com Alheiros e Lima Filho (1991), as fácies de leques aluviais correspondem a areias grossas e conglomeráticas recobertas por pelitos com repetição vertical desse padrão, o que indica ciclos de deposição. As fácies de sistema fluvial de canais entrelaçados consistem em areias cremes quartzosas com grãos de feldspatos, formando camadas maciças. Essas camadas podem ser visualizadas nos cortes de estradas, onde apresentam-se bem-estáveis no que diz respeito à erosão e ocorrência de deslizamentos. As fácies litorâneas consistem em areias quartzosas com pouco feldspato, cores claras, granulometria fina a média, com boa seleção e grãos subarredados a subangulosos. Intercalados às areias ocorrem filmes argilosos, cor cinza esverdeados, e matéria orgânica a intervalos de 1 a 2 cm.

De acordo com Barreto et al. (2004), no litoral do estado do RN, a área onde está aflorando a Formação Barreiras, em termos de geomorfologia, se apresenta como superfície mais ou menos plana (tabuleiro), dissecada pela drenagem atual e suavemente inclinada para o oceano. Essa região litorânea encontra-se intensamente povoada, tendo sido tema de vários trabalhos acadêmicos com vistas ao estudo de problemas geotécnicos no estado do RN, especialmente voltados a determinação de parâmetros de resistência (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011; Souza Jr., 2013; Barbosa, 2017; Taquez, 2017 e Sousa, 2018) e a análise de estabilidade de falésias (Souza Jr., 2013; Ribeiro (2015); Barbosa, 2017; Taquez, 2017 e Silva, 2019).

Santos Jr, Coutinho e Severo (2015) fizeram um agrupamento de dados dos estudos realizados em regiões costeiras do Rio Grande do Norte (Cunha, 1992; Silva, 2003; Severo, 2005; Pereira, 2004; Severo, 2011; Pereira, 2012; e Souza Jr., 2013). Freire (2019) atualizou os dados para englobar trabalhos mais recentes, como o de Lucena (2015), Souza (2016), Barboza (2017), Taquez (2017) e Souza (2018). Os Gráficos 1 e 2 agrupam os resultados dos limites de consistência e índice de atividade, respectivamente, desses autores. Os materiais foram classificados, principalmente, como areia argilosa (SC) e plasticidade variando entre média a

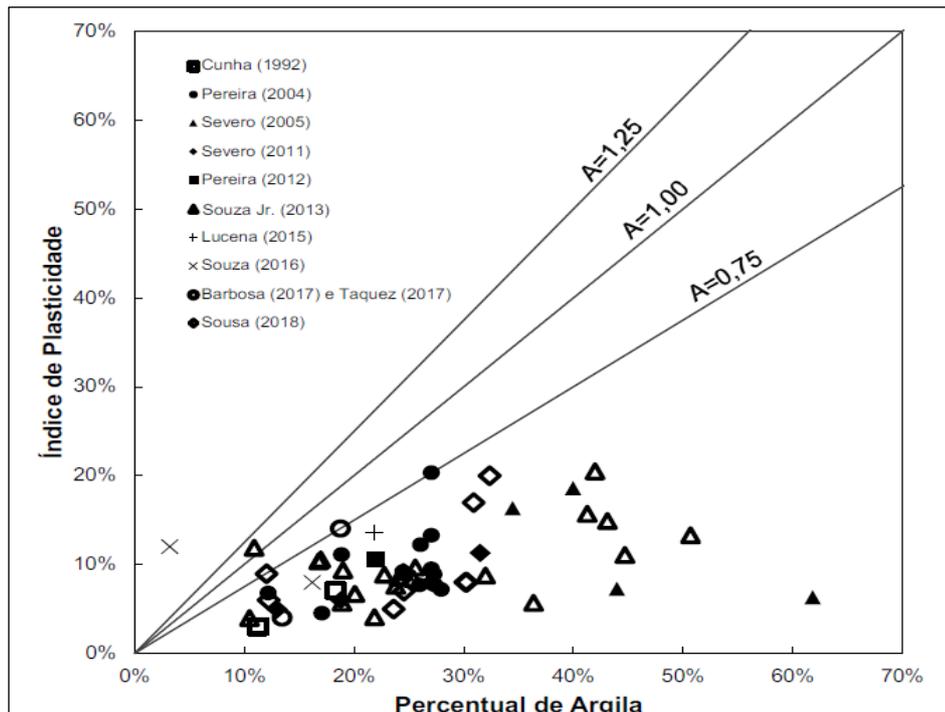
baixa. Também foram identificados em menor proporção areia siltosa (SM), areia silto-argilosa (SM-SC), silte de baixa compressibilidade (ML) e pedregulho argiloso (GC). Todas as amostras apresentaram limite de liquidez menor do que 50% e índice de plasticidade máximo de 20%. Observa-se no Gráfico 2 que o índice de atividade da maioria dos solos é inferior a 0,75.

Gráfico 1: Carta de plasticidade de solos da Formação Barreiras no estado do Rio Grande do Norte.



Fonte: Santos Jr., Coutinho e Severo (2015) adaptado por Freire (2019).

Gráfico 2: Atividade das frações argilosas de solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte.



Fonte: Santos Jr., Coutinho e Severo (2015) adaptado por Freire (2019).

Silva (2019) agrupou todos os dados referentes aos ensaios de resistência ao cisalhamento em amostras indeformadas da Formação Barreiras do Rio Grande do Norte. Todos os parâmetros de resistência publicados nos trabalhos de Silva (2003), Severo (2005), Severo (2011), Souza Jr (2013), Barbosa (2017), Taquez (2017) e Sousa (2018) estão apresentados de forma resumido na Tabela 1. Os ensaios de resistência realizados nesses trabalhos são sucintamente descritos a seguir.

Silva (2003) determinou a resistência a compressão simples de amostras obtidas em falésias de Tibau do Sul. Foram realizados 17 ensaios, sendo quatro em amostra coletadas do material presente na base da falésia e 13 com o material do topo. As amostras do topo apresentaram resistência variando de 314 a 808 kPa e as amostras da base variando entre 605 e 936 kPa. Silva (2003) também realizou ensaios de cisalhamento direto no estado natural e inundado com as amostras do topo e da base.

Severo (2005) estudou o comportamento de quatro amostras indeformadas, do topo e da base, de solo de falésias de Tibau do Sul. Essas amostras foram submetidas a ensaios de cisalhamento direto nas condições naturais e no estado inundado, para analisar o efeito da perda de sucção. Percebe-se que na condição inundada os valores de coesão caem drasticamente, enquanto o ângulo de atrito praticamente não varia. Pode-se dizer que a sucção influencia consideravelmente na resistência ao cisalhamento. Santos Jr, Coutinho e Severo (2015) identificaram três tipos de comportamento como resposta a solicitações no ensaio de cisalhamento direto. O primeiro, denominado de TIPO A, com um pico de resistência bem definido, que ocorre a pequenas deformações (inferiores a 3%), seguido de amolecimento até a resistência residual. O segundo, denominado TIPO B, consiste no aumento da tensão cisalhante até o valor de ruptura, permanecendo constante com essa tensão. Por fim, o terceiro tipo de comportamento (TIPO C) é uma situação intermediária entre o A e B. As diferenças do comportamento são atribuídas a cimentação ferruginosa identificada nos sedimentos.

Severo (2011) analisou o comportamento de solos da falésia de Tibau do Sul sob o aspecto da cimentação, submetendo-os a ensaios triaxiais do tipo drenado. Para tanto, o autor retirou amostras do topo, do meio e da base da falésia e realizou também ensaios com amostras compactadas com e sem cimentação artificial. Foi observado que as amostras do meio e da base apresentavam comportamento tensão-deformação semelhantes às amostras cimentadas artificialmente, enquanto as amostras do topo apresentaram comportamento semelhante as amostras compactadas sem cimentação.

Souza Jr. (2013) realizou ensaios de cisalhamento direto na condição inundada em amostras indeformadas retiradas da base e do meio da falésia de Baía Formosa/RN. As curvas tensão *versus* deformação de ambos os materiais não apresentaram picos de resistência.

Barbosa (2017) e Taquez (2017) estudaram as falésias do Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno, localizada na região de Parnamirim. Taquez (2017) realizou ensaios triaxiais do tipo CU e CW, para a determinação da resistência do solo na condição saturada e não saturada, respectivamente. Barbosa (2017) também realizou ensaios de resistência à compressão diametral, com o intuito de determinar a resistência à tração do material. O solo do topo obteve uma resistência a tração média de 25,9 kPa, o da camada intermediária de 39,7 kPa e o da base apresentou 25,9 kPa.

Sousa (2018) realizou ensaios de cisalhamento direto em 10 amostras indeformadas provenientes das Zonas Norte e Oeste de Natal. Os ensaios foram executados na condição natural e inundada e apontaram para uma redução considerável do intercepto de coesão quando inundados, atingindo, em muitos ensaios, valores nulos. No entanto, algumas amostras apresentaram intercepto coesivo mesmo quando inundadas. Observou-se também que o ângulo de atrito das amostras sofre variação após a inundação, saindo de valores de 38° em média, para valores de 27° a 32°. A maior diferença de ângulos de atrito nas condições naturais e inundadas ocorreram nas amostras que apresentaram maior heterogeneidade.

Tabela 1: Parâmetros de resistência obtidos e amostras indeformadas nas condições natural, inundada e saturada, em amostras de solo provenientes da formação barreiras no RN. (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011; Souza Jr., 2013; Barbosa, 2017; Taquez, 2017 e Sousa, 2018).

Localização	Tipo de ensaio	Camada	Condição	c (kPa)	ϕ (°)	Referência
Tibau do Sul/RN	Cisalhamento direto	Topo	Natural	193	45,0	Silva (2003)
		Topo	Natural	232	43,0	
		Topo	Inundado	48	27,0	
		Topo	Inundado	53	29,0	
		Base	Natural	318	52,0	
		Base	Inundado	45	27,0	
Ponta do Pirambu, Tibau do Sul/RN	Cisalhamento direto	Topo	Natural	233	27,0	Severo (2005)
		Topo	Inundado	51	27,5	
		Base	Natural	384	28,4	
		Base	Inundado	45,4	26,8	
Piau (RN 003), Tibau do Sul/RN	Cisalhamento direto	-	Natural	397	31,9	
		-	Inundado	95	29,6	
		-	Natural	259	48	

Localização	Tipo de ensaio	Camada	Condição	c (kPa)	ϕ (°)	Referência
BR 101 (km 131), Tibau do Sul RN	Cisalhamento direto	-	Inundado	110	26,4	
Ponta do Pirambu, Tibau do Sul/RN	Triaxial - CD	Topo	Compactada	8	28,3	Severo (2011)
		Topo	Saturada	6	29,4	
		Base	Saturada	62	32	
		Meio	Saturada	110	33,0	
Baia Formosa/RN	Cisalhamento direto	Topo	Inundado	17	29,5	Souza Jr. (2013)
		Base	Inundado	60	33,6	
Barreira do inferno, Parnamirim/RN	Triaxial - CW	Topo	Natural	98	35,9	Barboza (2017); Taquez (2017)
		Meio	Natural	174	30,8	
		Base	Natural	192	36,4	
	Triaxial - CU	Topo	Saturado	17	28,9	
		Meio	Saturado	53	21,1	
		Base	Saturado	61	27,6	
Zona norte e oeste de Natal/RN	Cisalhamento direto	-	Natural	0	43	Souza (2018)
		-	Inundado	0	33,7	
		-	Natural	134	19,5	
		-	Inundado	0	33,3	
		-	Natural	206	39,9	
		-	Inundado	0	32,9	
		-	Natural	167,7	36,1	
		-	Inundado	0	36,9	
		-	Natural	46	32,6	
		-	Inundado	0	32,9	
		-	Natural	197	38,7	
		-	Inundado	22	27,2	
		-	Natural	149	58,1	
		-	Inundado	107	30,2	
Zona norte e oeste de Natal/RN	Cisalhamento direto	-	Natural	178	37,6	Souza (2018)
		-	Inundado	17	31,7	
		-	Natural	218	42,3	
		-	Inundado	38	28,4	
		-	Natural	306	46,3	
		-	Inundado	24	33,6	

Fonte: Adaptado de Silva (2019).

Souza Jr. (2013) avaliou a estabilidade das falésias da região de Baía Formosa/RN, através dos métodos de equilíbrio limite e das análises computacionais utilizando o método dos elementos finitos. As análises foram realizadas considerando todo o maciço saturado. A falésia foi dividida em 4 trechos, com os trechos 02 e 03 considerados instáveis pelo autor. Os

mecanismos de movimentos de massa identificados compreenderam quedas, tombamentos, escorregamentos e solapamento do pé da falésia. Foram encontrados trechos em que todos esses mecanismos atuaram concomitantemente.

Ribeiro (2015) realizou uma avaliação e uma análise paramétrica da estabilidade falésia da Ponta do Pitimbu em Tibau do Sul/RN. Para a análise paramétrica foram considerados como variáveis a coesão do material, altura da falésia e a inclinação do talude. Em relação a falésia da Ponta do Parambu, os resultados mostraram, para a condição saturada, que a falésia está sujeita a deslizamentos superficiais localizados nos pontos onde há colúvio com espessuras superiores a 2 metros.

Taquez (2017) e Barbosa (2017) avaliaram a estabilidade das falésias do Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno em Parnamirim/RN.

Taquez (2017) realizou análises de estabilidade considerando diferentes condições de saturação do maciço: solo na condição natural, com 50% de grau de saturação e totalmente saturado. Nas análises também foi considerada também a presença de camada de solo cimentado e de fendas de tração no topo da falésia. Taquez (2017) concluiu que tanto os fatores geomorfológicos quanto o grau de saturação provocam diferentes tipos de movimentos de massa.

Barboza (2017), por sua vez, avaliou o efeito da incisão basal na estabilidade da falésia. Observou-se que a incisão não apresentou efeitos significativos na redução da estabilidade nas configurações analisadas pelos métodos de equilíbrio limite, enquanto pela a análise de tensões através do método dos elementos finitos, observou-se um aumento de tensões de tração na face da falésia, gerando instabilidade.

Silva (2019) realizou um tratamento estatístico dos dados de resistência publicados em trabalhos anteriores (Silva, 2003; Severo, 2005; Severo, 2011; Souza Jr., 2013; Barbosa, 2017; Taquez, 2017 e Sousa, 2018). O resultado do tratamento serviu como base para a realização de análises probabilísticas de estabilidade pelo método de Monte Carlo na falésia da Praia de Barra de Tabatinga, no Município de Nísia Floresta/RN (Silva, 2019). As análises foram realizadas para diversas hipóteses, considerando o maciço parcialmente ou totalmente saturado e na condição de umidade natural. Ele concluiu que a probabilidade de ruptura é elevada para a maioria das hipóteses avaliadas e que a probabilidade aumenta conforme ocorre o aumento da espessura da camada saturada no topo da falésia, evidenciando a intensificação de casos de movimentos de massa em chuvas longas. Vale salientar que Silva (2019) realizou as análises sem considerar a presença de fluxo de água. O próprio autor recomendou, em seu trabalho, a

realização de novos estudos abordando a avaliação das condições de estabilidade das falésias de Barra de Tabatinga, levando-se em consideração o avanço da frente de umedecimento (fluxo transiente) devido a infiltração da chuva. Sabendo disso, o presente trabalho avaliou a estabilidade da falésia da Praia de Tabatinga levando em consideração o efeito da infiltração da água de chuva no topo da falésia.

2.2 Movimentos de massa

Movimentos de massa envolvendo taludes de solo e/ou rocha são um problema bastante recorrente na Engenharia Geotécnica, seja envolvendo encostas naturais ou taludes artificiais. Os mecanismos deflagradores e métodos de análise vêm sendo estudados há décadas em diversas partes do mundo. Entretanto, movimentos de massa em encostas ainda promovem graves problemas, principalmente em regiões íngremes em que existem determinadas condições que potencializam a instabilidade. Os taludes naturais (encostas) estão sempre sujeitos a problemas de instabilidade ao longo do tempo, devido a própria dinâmica natural de evolução do relevo.

De forma geral, uma encosta pode se tornar instável quando as tensões cisalhantes mobilizadas no maciço alcançam a resistência ao cisalhamento do material. Essa condição pode ser atingida pela intervenção de agentes externos e/ou internos (Gerscovich, 2012). As ações humanas como o uso e ocupação do solo, desmatamento, alteração na rede de drenagem e lançamentos de lixo são formas de agentes externos.

No caso de encostas, a infiltração de água no solo provoca uma redução nas pressões de água intersticiais, potencializando as condições favoráveis à instabilidade. A infiltração no solo pode se dar superficialmente pela entrada de água da chuva ou em profundidade pela água sob pressão provindas de fraturas em rochas ou devido à ruptura de tubulações de água ou esgoto.

Existem várias propostas de sistemas de classificação, sendo aquela sugerida por Varnes (1978) a mais utilizada. De acordo com Varnes (1978), os movimentos de massas em encostas podem ser classificados como quedas, tombamentos, expansão lateral, deslizamentos, escoamentos e movimentos complexos. Este último está associado a combinação de dois ou mais dos outros 5 tipos. Hungr et al. (2013) propuseram uma atualização do sistema de classificação de Varnes (1978), segundo a qual os movimentos são classificados em quedas, tombamentos, deslizamentos, expansão lateral, escoamentos e deformações em taludes. Cada um é apoiado por uma definição formal.

A atualização feita por Hungr et al. (2013) incorporou modificações que refletem os avanços na compreensão dos fenômenos de movimentos de massas, comportamento do material

e os mecanismos envolvidos. O tipo de material é um dos fatores mais importantes que influenciam o comportamento dos movimentos de massa. Assim, esses fenômenos também são classificados levando em consideração o material na categoria de rocha ou solo que, por sua vez, é subclassificado usando uma terminologia geotécnica (areia, argila etc.), facilitando assim, o entendimento do seu comportamento. O Quadro 1 apresenta a classificação dos 32 movimentos de massas obtidos por algumas modificações no sistema proposto por Varnes (1978).

Quadro 1: Resumo da versão do sistema de classificação de Varnes (1978) modificado por Hungr et al.(2013).

Tipo Movimento	Rocha	Solo
Queda	1. Queda de rocha/gelo ¹	2. Queda de pedregulho/"detritos"/silte ¹
Tombamento	3. Tombamento de rocha ¹ 4. Tombamento flexural de rocha	5. Tombamento de pedregulho/areia/silte ¹
Deslizamento	6. Deslizamento rotacional de rocha 7. Deslizamento planar de rocha. ¹ 8. Deslizamento em cunha de rocha. ¹ 9. Deslizamento composto de rocha. 10. Deslizamento irregular de rocha ¹	11. Deslizamento rotacional de argila/silte 12. Deslizamento planar de argila/silte 13. Deslizamento de pedregulho/areia/detritos ¹ 14. Deslizamento composto argila/silte.
Espalhamento	15. Espalhamento do talude em rocha.	16. Espalhamento por liquefação de areia/silte ¹ 17. Espalhamento de argilas sensitivas. ¹
Escoamento/Fluxo	18. Avalanche de rocha/gelo ¹	19. Escoamento seco de detritos/silte/areia 20. Escoamento de detritos/silte/areia ¹ 21. Escoamento de argila sensitiva ¹ 22. Escoamento de detritos ¹ 23. Escoamento de "lama" ¹ 24. Inundação de detritos 25. Avalanche de detritos ¹ 26. Fluxo de terra 27. Fluxo de turfa
Deformação de talude	28. Deformação encosta da montanha 29. Deformação do talude rochoso	30. Deformação do talude em solo. 31. Rastejo em solo 32. <i>Solifluction</i>
¹ Tipos de movimento que geralmente atingem velocidades extremamente rápidas, conforme definido por Cruden e Varnes (1996). Os outros tipos de escorregamentos são frequentemente (mas nem sempre) extremamente lentos a muito rápidos Detritos e lama → Detritos é uma mistura de areia, cascalho e pedras, muitas vezes com proporções pequenas de silte e argila. "Lama" é um material similar, mas com um teor suficiente de silte e argila para produzir plasticidade e com alto teor de umidade.		

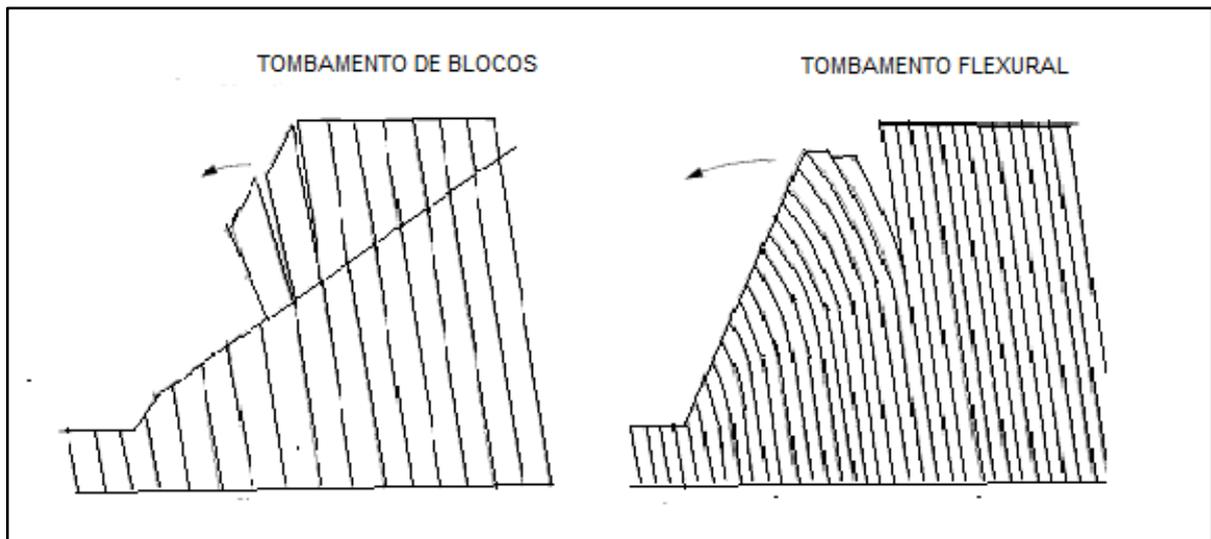
Fonte: Traduzido e adaptado de Hungr et al (2013)

As quedas são provocadas pela ação das forças gravitacionais e são eventos extremamente rápidos. Consistem na separação do material da encosta, com posterior deslocamento em queda livre ou ao longo de um plano inclinado, resultando na acumulação de

material na região da base e formando assim um depósito sedimentar chamado de tálus. Um fragmento de rocha individual, quando se desprende do maciço, pode ou não provocar uma série de colisões com o substrato. Também podem ocorrer deslocamentos de rochas em que os fragmentos se movem de maneira fluida colidindo um com os outros, caracterizando assim, um tipo de escoamento de rochas conhecido como avalanche.

Tombamento de blocos consiste no movimento de rotação de blocos rochosos, geralmente condicionado por estruturas geológicas subverticais no maciço rochoso. Esse processo é geralmente iniciado devido ao aumento de pressão de águas em fendas no maciço ou devido a vibrações e terremotos (Hungar et al., 2014). Na literatura, existem dois tipos de ruptura por tombamento descrito por Goodman e Bray (1976): tombamento de blocos e tombamento flexural. Cada um deles têm diferentes tipos de abordagens. O primeiro envolve apenas rotação dos blocos, ao contrário do segundo em que os blocos ficam sujeitos a flexão. A Figura 1 ilustra esses dois mecanismos de tombamento.

Figura 1: Mecanismos de tombamento.



Fonte: Adaptado de Goodman e Bray (1976).

Deslizamentos são processos que envolvem o desprendimento e transporte de solo e/ou material rochoso talude abaixo, caracterizado por ser um movimento de massa rápido. As forças de cisalhamento são responsáveis pela ruptura. Podem ser ativadas por eliminação de material da base do talude por atividades humanas ou erosivas, sobrecargas, chuvas intensas ou sismos. A principal característica do deslizamento é a formação de uma superfície de ruptura bem definida, onde toda a resistência ao cisalhamento é mobilizada. Os deslizamentos podem ser classificados em rotacionais ou translacionais, a depender da forma da superfície de ruptura, que pode ser circular, planar, em formato de cunha ou composta (mista). Superfícies circulares

provocam movimentos rotacionais, enquanto superfícies planas conduzem a movimentos translacionais. Deslizamentos translacionais ocorrem geralmente quando há planos de fraqueza ou descontinuidades, como por exemplo mantos de colúvios de pequena espessura assentados em um manto rochoso. Em solos relativamente homogêneos, a superfície tende a ser circular e em outras diversas situações, ela pode apresentar forma de cunha.

Os espalhamentos referem-se a situações em que ocorrem o alongamento de uma camada rígida, que se fragmenta em blocos, ocorrendo deslocamento e rotação deles. Ocorre como resultado da deformação excessiva de uma camada de material fraco localizada sob a massa que se espalhou. O termo espalhamento deve ser aplicado quando uma região bem definida do talude sofre deslocamentos distintos, podendo ser visualizada uma superfície de ruptura delimitada, separando a zona que se moveu da que permanece parada (Hungar *et al.*, 2014). Pode ser bastante lento ou extremamente rápido, a exemplo da liquefação de solo granular por terremotos.

Os escoamentos podem ser rápidos ou lentos, a depender das características dos materiais envolvidos. Quando o movimento é lento, pode ser chamado de rastejo, quando o movimento é rápido, denomina-se corrida. Esse tipo de movimento possui um mecanismo de deformação que lembra um líquido viscoso. Podem ocorrer como resultado de um deslizamento ou queda de blocos de forma extremamente rápida, onde rochas fragmentadas se desintegram rapidamente durante o movimento e sua mobilidade aumenta de acordo com o volume do evento. Também podem ser observados na presença de material granular em estado saturado, envolvendo excesso de poro-pressão ou liquefação de material. Os escoamentos também podem surgir a partir de deslizamentos planares de materiais secos, devido a homogeneidade dos parâmetros de resistência, nesse caso a baixas velocidades.

O rastejo é um tipo específico de escoamento, geralmente atribuído a ação da gravidade e a efeitos causados pela ação da temperatura e umidade. O movimento ocorre em tensões inferiores à resistência ao cisalhamento do material e podem ser identificados pela mudança de inclinação de árvores ou postes.

As corridas são movimentos de alta velocidade (acima de 10 km/h) gerados pela perda completa das características de resistência dos solos. A massa de solo comporta-se como um fluido e atinge extensões significativas. Diversos fatores podem causar a fluidificação do material, como a presença de água em excesso e esforços dinâmicos. As corridas são consideradas por muitos autores como um tipo específico de escoamento.

As deformações em taludes ocorrem em montanhas altas e íngremes, apresentando alterações visíveis. São evidenciadas por características topográficas como escarpas, bancos, fendas, trincheiras e protuberâncias (Hungar *et al.*, 2014). As taxas de movimento são baixas e frequentemente não mensuradas. Podem ser observadas também em taludes rochosos, onde a crista perde a rigidez e desenvolve fissuras ou falhas, sem uma superfície de ruptura bem definida. Hungar *et al.* (2014) classifica o rastejo como deformações em taludes e não como escoamento.

2.3 Análise de estabilidade de talude

Os movimentos de massa descritos anteriormente podem, na melhor das hipóteses, serem apenas inconvenientes, mas geralmente são seriamente danosos ou mesmo desastrosos em suas proporções e efeitos. Os deslizamentos e outros movimentos são problemas importantes e dispendiosos e são uma fonte contínua de preocupação para engenheiros geotécnicos e geólogos em todo o mundo, particularmente em regiões geologicamente ativas (Bromhead, 1986).

O objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de movimentos de massa presentes em taludes naturais ou construídos. Esses fenômenos podem ocorrer de diferentes aspectos, assim as análises devem considerar diferentes abordagens para cada tipo de movimento, como, por exemplo, a escolha de parâmetros de resistência e critérios de ruptura adequados para cada situação.

Os movimentos são fenômenos complexos que se dão de diversas formas e maneiras, tanto que a tentativa de prever matematicamente a natureza do desenvolvimento da instabilidade e seu progresso estão além da capacidade atual. O que se observa-se, no entanto, é que muitas formas de instabilidade se iniciam ou progredem a partir de uma massa deslizante em uma superfície de solo e/ou rocha. Assim, para alguns casos de engenharia, em que há tendência de deslizamentos, pode-se utilizar modelos deslizantes simples para avaliar a estabilidade dos taludes.

Em geral, as análises são realizadas pela comparação das tensões cisalhantes mobilizadas (τ_{mob}) com a resistência ao cisalhamento (τ_f), definindo assim um fator de segurança (FS) dado por:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad \text{Equação 1}$$

Os métodos de análise de estabilidade de taludes podem ser divididos da seguinte forma (Augusto Filho e Virgili, 1998):

- a) Métodos analíticos:

- Determinísticos: baseados na teoria do equilíbrio limite ou em modelos numéricos de tensão-deformação. Ambos expressam apenas a estabilidade de um talude por um fator de segurança (FS);
 - Probabilísticos ou Estatísticos: também baseados na teoria do equilíbrio limite ou em modelos numéricos de tensão-deformação. Ambos expressam, além do fator de segurança (FS), um parâmetro associado a probabilidade de falha do talude (PF).
- b) Métodos experimentais: empregam modelos físicos em escala reduzida;
- c) Métodos observacionais: baseados na experiência de análises de rupturas anteriores através de retroanálises, ábacos de projetos e outros.

Neste trabalho serão abordados os métodos analíticos, utilizando a teoria do equilíbrio limite.

2.3.1 Métodos de equilíbrio limite

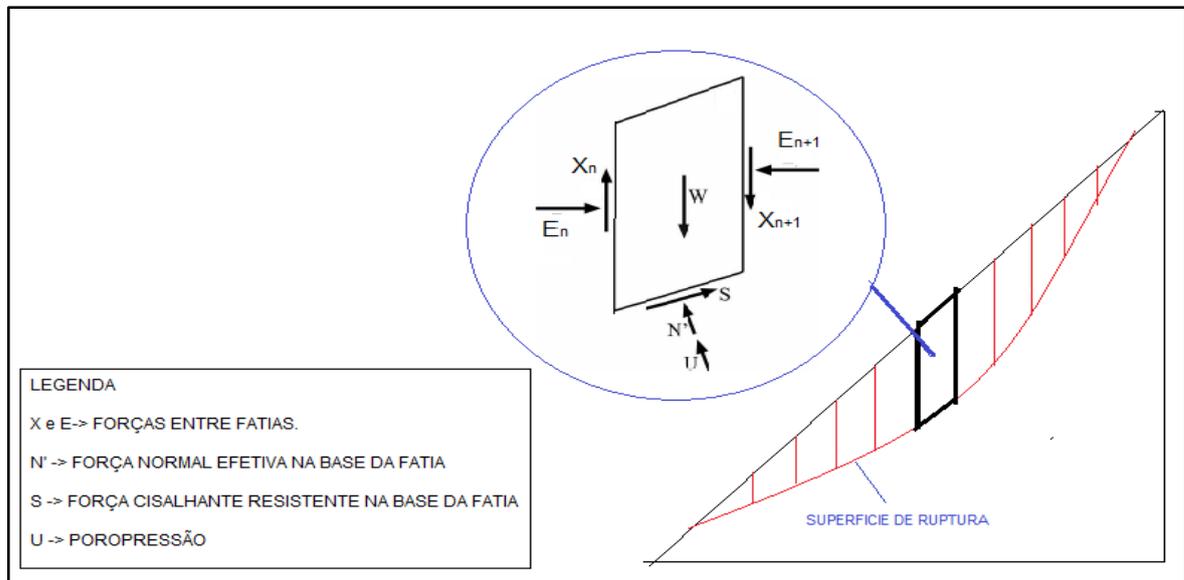
As análises de estabilidade de taludes geralmente são feitas por métodos baseados na teoria de equilíbrio limite. A teoria consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo definida por uma suposta superfície de ruptura (Figura 2). A massa então é delimitada pela superfície, que pode ser circular, poligonal ou de qualquer outra geometria. O equilíbrio limite é definido como a condição em que as parcelas de forças ou momentos que resistem ao deslizamento são balanceadas pelas parcelas que tendem a produzir o deslizamento. Então, o fator de segurança, que é a razão entre estas forças ou momentos, será igual a 1 em situação de equilíbrio limite (iminência de ruptura). Caso este valor seja maior que um, pode-se dizer que o talude está estável. Fator de segurança menor do que um não possui significado físico.

Os métodos baseados na teoria de equilíbrio limitem partem das seguintes premissas (Massad, 2010 e Gerscovich, 2013):

- a) O solo acima da superfície de ruptura se comporta como material rígido plástico, isto é, rompe-se bruscamente sem se deformar;
- b) O solo geralmente é dividido em fatias (Figura 2), nas quais o equilíbrio é avaliado através das equações da estática aplicada individualmente a cada fatia. Ao se examinar as equações disponíveis e as incógnitas, observa-se que o problema é estaticamente indeterminado. Para resolver o problema, vários métodos de cálculos foram propostos, com diferentes hipóteses simplificadoras para reduzir o número de incógnitas;
- c) O fator de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, ignorando assim eventuais fenômenos de ruptura progressiva;

- d) A superfície potencial de ruptura, associada ao FS mínimo, é determinado por um processo de procura em que são analisadas diversas superfícies, obtendo assim aquela que apresenta o menor fator de segurança.

Figura 2: Superfície de ruptura e forças atuantes em uma fatia genérica.



Fonte: Autor.

Os métodos de equilíbrio limite, continuam populares devido a simplicidade e precisão dos resultados. Geralmente as informações requeridas estão relacionadas com a geometria do talude, geologia, cargas estáticas e dinâmicas, parâmetros geotécnicos e condições hidrogeologias. Esses métodos não levam em conta o comportamento tensão-deformação do solo, no entanto, em muitos casos os valores obtidos de FS são próximos dos métodos que consideram modelos de tensão-deformação.

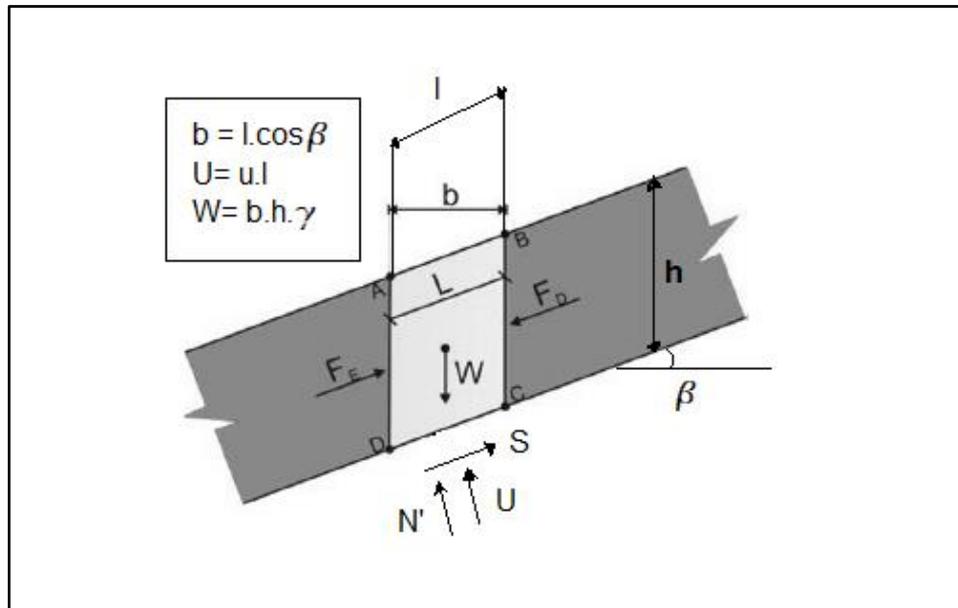
De acordo com as hipóteses feitas sobre os esforços entre as fatias e as equações de equilíbrio consideradas (equilíbrio das forças e/ou momentos), muitos métodos foram propostos. Esses métodos fornecem em muitos dos casos resultados bastante próximos e as diferenças entre os valores do fator de segurança obtidos são geralmente menores que 6% (Duncan, 1996). Os métodos apresentados a seguir baseiam-se na abordagem de equilíbrio limite e foram desenvolvidos para análises em duas dimensões (2D). A validade de cada método está associada a forma da superfície de ruptura.

2.3.1.1 Método do talude infinito

Utilizado quando o escorregamento em uma massa homogênea é predominantemente translacional e paralelo a superfície do talude, desprezam-se os efeitos de extremidade. Nesse

caso a formulação matemática pode ser desenvolvida identificando os esforços em uma fatia genérica (Figura 3).

Figura 3: Talude infinito: forças atuantes em uma fatia genérica.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

Realizando o equilíbrio de forças na Fatia “ABCD” e assumindo que as forças entre fatias se anulam ($F_E = F_D$), o FS em termos de tensões efetivas é dado pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{c' + (\gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta - u) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma \cdot h \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta} \quad \text{Equação 2}$$

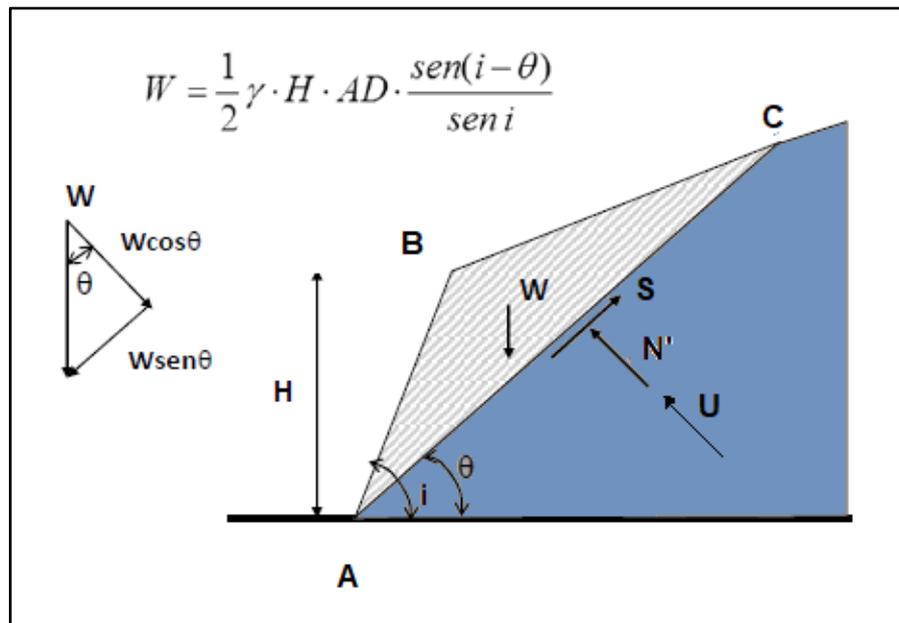
2.3.1.2 Método de Culmann

Este método apoia-se na hipótese em que se considera uma superfície de ruptura plana passando pelo pé do talude. A cunha assim definida é analisada quanto a estabilidade como se fosse um corpo rígido que desliza ao longo dessa superfície, como se representa na Figura 4. A solução é obtida resolvendo-se o equilíbrio de forças atuantes na cunha, ou seja, não é necessário dividir o solo em fatias.

Ao se resolver o equilíbrio de forças, indicadas na Figura 4, nas direções paralela e perpendicular à superfície de ruptura, tem-se a seguinte expressão:

$$FS = \frac{c' \cdot AC + (W \cdot \cos \theta - U) \cdot \operatorname{tg} \phi'}{W \operatorname{sen} \theta} \quad \text{Equação 3}$$

Figura 4: Aplicação do método de Culmann.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

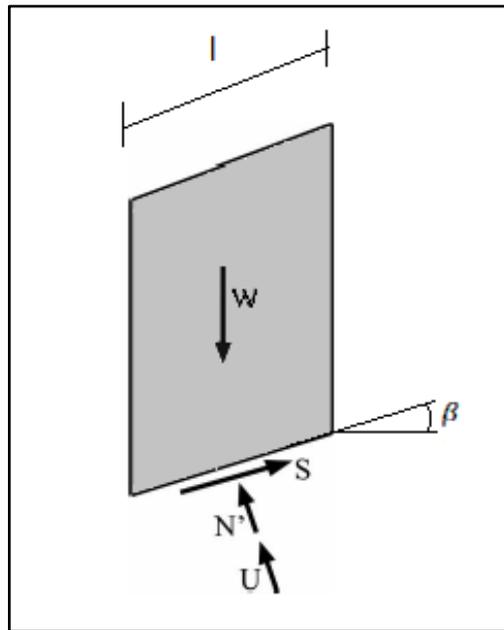
2.3.1.3 Métodos das fatias

São os métodos mais utilizados em estudo de estabilidade, pois não há restrições quanto a homogeneidade do solo e geometria do talude. Também permite incluir a distribuição de poropressão na superfície de ruptura. Nas divisões das fatias, deve-se garantir que a base da fatia esteja contida no mesmo material, isto é, não pode existir dois ou mais materiais na base da lamela. Adicionalmente, o topo da fatia não pode apresentar descontinuidade.

2.3.1.3.1 Fellenius

Também conhecido como Método Sueco ou das Fatias, considera a superfície de ruptura como sendo circular e divide a massa deslizante em fatias. É o mais simples dos métodos, visto que despreza todas as forças de interação entre as fatias. O método de Fellenius permite o cálculo do fator de segurança à mão, uma vez que não necessita de iterações. É feito o equilíbrio das forças e momento de cada fatia individualmente e o FS é calculado através da relação entre o somatório das forças estabilizadoras e o somatório das forças desestabilizadoras. A Figura 5 esquematiza uma fatia genérica que representa o método.

Figura 5: Esquema da fatia genérica utilizada pelo Método de Fellenius.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

Assim, o FS é definido como:

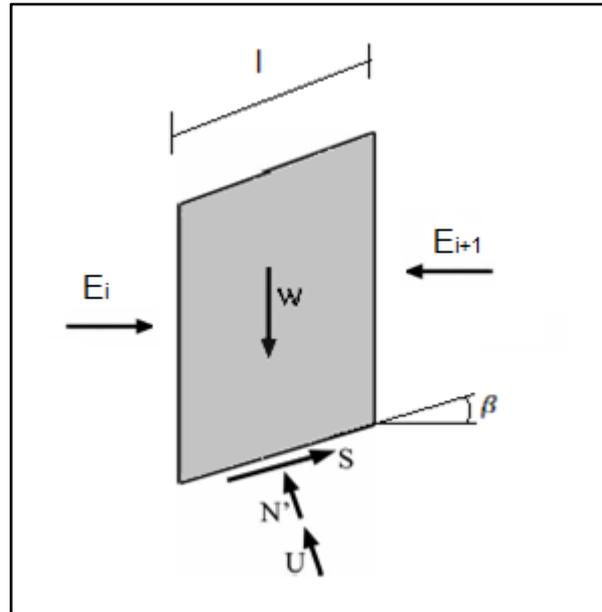
$$FS = \frac{\sum[c'.l + (W \cdot \cos\beta - ul) \cdot \text{tg}\phi']}{\sum[W \cdot \sin\beta]} \quad \text{Equação 4}$$

O método é conservativo, ou seja, tende a fornecer baixos valores de FS. Em superfícies profundas e quando os valores de poropressão são elevados, esse método tende a fornecer valores poucos confiáveis (Gerscovich, 2012).

2.3.1.3.2 Bishop simplificado

No método de Bishop, também é feito o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia para o cálculo do FS, considerando sempre uma superfície de ruptura circular. São considerados esforços normais de interação entre fatias, mas ignorado os esforços cisalhantes entre fatias. A Figura 6 esquematiza uma fatia genérica que representa o método.

Figura 6: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Bishop simplificado.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

O método não introduz qualquer consideração quanto as componentes horizontais das forças interlamelares. Dessa forma, chega-se à expressão para o cálculo do FS:

$$FS = \frac{1}{\sum(W \sin \beta)} \sum \left\{ \frac{[c' \cdot l \cdot \cos \beta + (W - u \cdot l \cdot \cos \beta) \operatorname{tg} \Phi']}{m_{\alpha}} \right\} \quad \text{Equação 5}$$

Onde m_{α} é dado pela seguinte expressão:

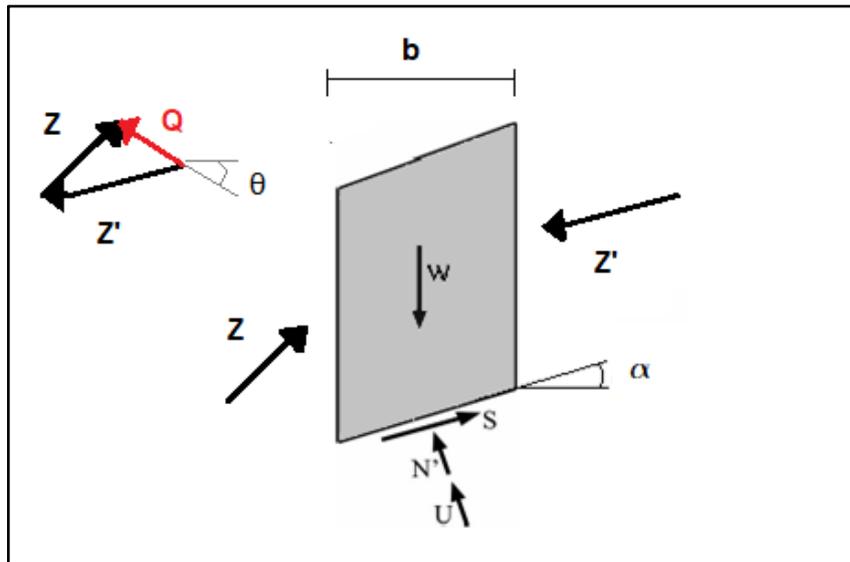
$$m_{\alpha} = \cos \beta \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \Phi \cdot \operatorname{tg} \beta}{FS} \right) \quad \text{Equaçã .6}$$

A solução da equação do FS é obtida de forma iterativa, tendo em vista que o FS aparece em ambos os lados da equação. Assim, arbitra-se um valor inicial de FS para o cálculo de m_{α} . Logo depois, calcula-se um novo valor de FS. Esse novo valor é adotado para um novo cálculo de m_{α} . A convergência do processo ocorre quando o valor calculado é igual ao utilizado na determinação de m_{α} . Em geral, usa-se o FS obtido por Fellenius para realizar a primeira interação.

2.3.1.3.3 Spencer

Esse método se propõe a satisfazer todas as equações de equilíbrio. As forças normais e cisalhantes interlamelares são representadas pelas resultantes Z e Z' , cuja soma é identificada pelo vetor Q . Para diminuir o número de incógnitas, esse método assume que a soma das resultantes (Q) de todas as lamelas possuem a mesma inclinação θ . A Figura 7 mostra as forças atuantes em uma fatia genérica.

Figura 7: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Spencer.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

A resultante Q é definida em termos totais, ou seja, ela incorpora a parcela efetiva e a pressão da água atuantes na face da fatia. A partir da equação de equilíbrio de forças na direção paralela à base da fatia, calcula-se a equação da resultante Q , mostrada a seguir:

$$Q = \frac{\frac{c'.b}{FS} \sec \alpha + \frac{tg\phi'}{FS} (W \cdot \cos \alpha - u \cdot b \cdot \sec \alpha) - W \cdot \sen \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left\{ 1 + \frac{tg\phi'}{FS} \cdot tg(\alpha - \theta) \right\}} \quad \text{Equação.7}$$

A expressão Q também incorpora o FS. Analogamente ao método de Bishop, é feito um processo iterativo para o cálculo do FS final. Para garantir o equilíbrio global, as somas das componentes horizontais e verticais das forças interlamelares devem ser nulas, ou seja:

$$\sum Q = \sum Q \cdot \sen \theta = \sum Q \cdot \cos \theta = 0 \quad \text{Equação 8}$$

O somatório de momentos das forças interlamelares em relação ao centro do círculo também deve ser nulo para que se tenha o equilíbrio global, Então:

$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] \cdot R = 0 \quad \text{Equação .9}$$

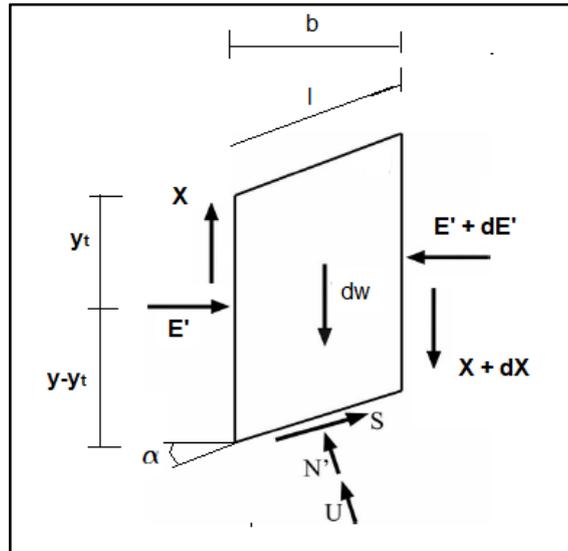
$$\sum [Q \cdot \cos(\alpha - \theta)] = 0 \quad \text{Equação 10}$$

Inicialmente assume-se um valor para a inclinação θ , para depois calcular em cada fatia, usando a Equação 7, o valor da resultante Q em função do FS. Calcula-se o FS_1 substituindo os valores de Q na Equação 8. Determina-se FS_2 substituindo os valores de Q na Equação 10. Compara-se os valores de FS_1 e FS_2 . Atribui-se novos valores para θ até os valores de FS_1 e FS_2 convergirem, encontrando assim o valor final do FS.

2.3.1.3.4 Janbu generalizado

Esse método também satisfaz todas as equações de equilíbrio e pode ser utilizado para qualquer superfície, circular ou não. A massa de solo é dividida em fatias infinitesimais, e é feito o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia. A Figura 8 mostra o esquema de uma fatia genérica.

Figura 8: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Janbu generalizado.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

Realizando o equilíbrio de forças horizontais como critério de estabilidade para toda a massa, define-se o FS pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{\sum b \left[c' + \left(\frac{W+dX}{b} - u \right) tg\phi' \right]}{(dE + \sum [dx(W+dX)tg\alpha])n_\alpha} \quad \text{Equação 11}$$

Onde n_α é dado por:

$$n_\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + tg\alpha \frac{tg\phi'}{FS} \right) \quad \text{Equação 12}$$

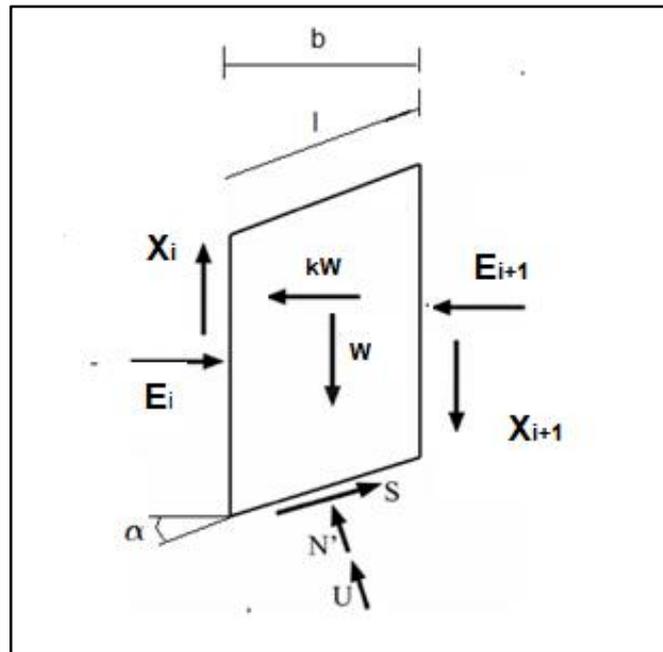
Analogamente a outros métodos, o FS é calculado de forma iterativa, exigindo um maior esforço. O método de Janbu admite que a resultante dos esforços normais passa pelo ponto médio da base da fatia ou que a linha de empuxo esteja definida previamente.

2.3.1.3.5 Sarma

Esse método foi inicialmente desenvolvido para estimar o valor da aceleração crítica (k_c), necessária para uma determinada massa de solo atingir a condição de equilíbrio limite sob ação de terremotos. Apesar de inicialmente possuir um enfoque dinâmico, o método de Sarma é bem útil para obtenção do FS de taludes na condição estática, para superfície de qualquer geometria.

Os esforços atuantes em uma fatia genérica são mostrados na Figura 9, em que se pode ver a atuação de uma força interna kW , onde k é o fator de aceleração horizontal, que é proporcional a aceleração da gravidade, e W é o peso da fatia. Considera-se no método que a força kW seja capaz de instabilizar o talude.

Figura 9: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Sarma.

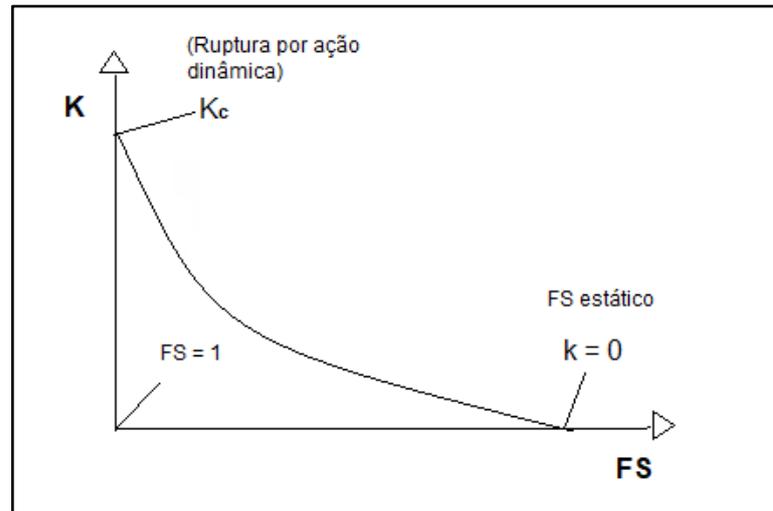


Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012)..

O equilíbrio de forças e dos momentos no centróide da fatia é feito para se obter o FS. Como o número de incógnitas é superior ao de equações, o método estabelece um critério para o cálculo das forças tangenciais entre fatias (X). Sarma sugere que sejam calculadas indiretamente, a partir de uma função de distribuição. O criador do método também sugere uma função $Q(x)$ que depende dos parâmetros de resistência.

Em suma, a metodologia envolve arbitrar um FS e obter um fator de aceleração horizontal (k) compatível com o FS. Assumindo vários valores para FS, cria-se o gráfico de k versus FS. Para $FS = 1$, obtém-se o valor do fator de aceleração crítico, que causa a ruptura por ação dinâmica. O FS final é obtido então para $k=0$, conforme mostra a Figura 10.

Figura 10: Variação do fator de aceleração (k) com o FS.



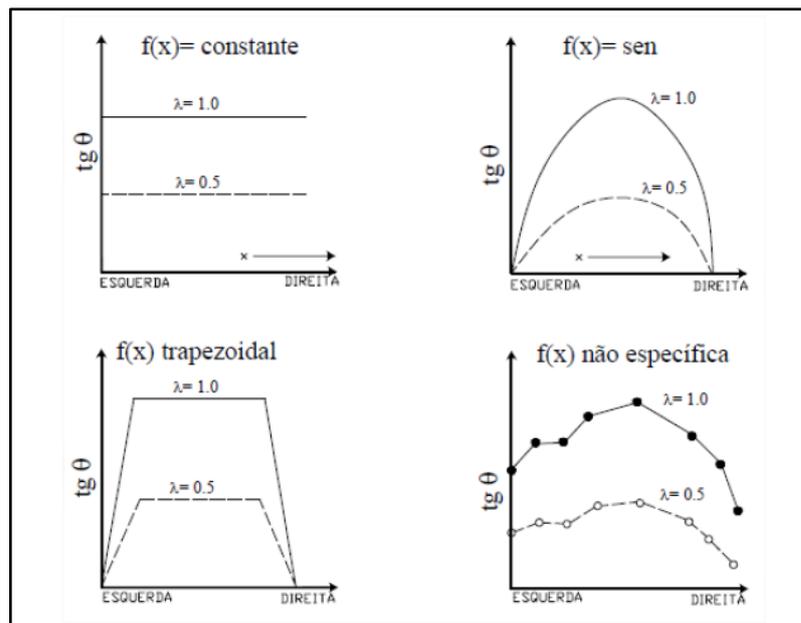
Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

2.3.1.3.6 Morgenstern e Price

É o método mais geral de equilíbrio limite para uma superfície qualquer e foi desenvolvido em 1965. Para tornar o problema estaticamente determinado, o método assume que a inclinação da resultante das forças interlamelares (θ) varia segundo uma função (Figura 11) ao longo da superfície de ruptura, isto é:

$$tg\theta = \frac{T}{E} = \lambda \cdot f(x) \quad \text{Equação 13}$$

Figura 11: Função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias sugeridas por Morgenstern e Price.

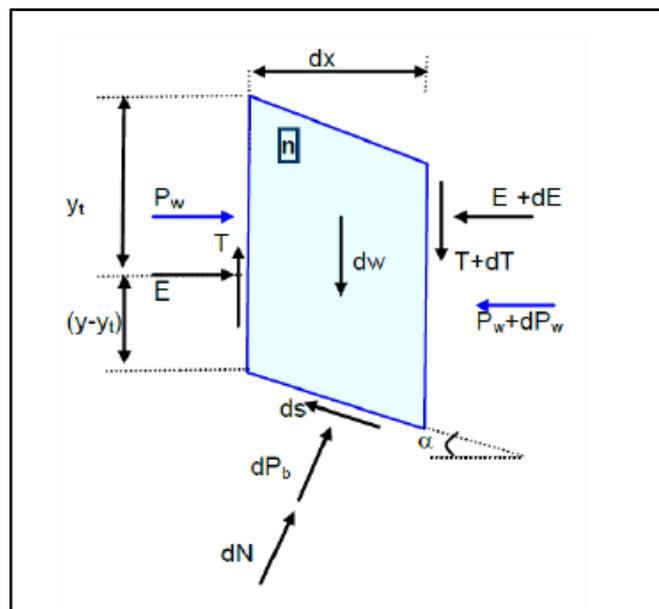


Fonte:Gerscovich (2012).

Na Equação 13 o parâmetro λ é determinado a partir da solução de cálculo do fator de segurança e $f(x)$ é uma função arbitrária. A escolha de $f(x)$ requer uma análise prévia de como a inclinação das forças interlamelares varia no talude. Quando se usa $f(x) = 0$, a solução para o FS torna-se idêntica a determinada pelo método de Bishop, e quando $f(x) = \text{constante}$, o resultado torna-se idêntico ao método de Spencer.

A massa de solo é subdividida em fatias infinitesimais e os esforços atuantes em cada fatia estão representados na Figura 12.

Figura 12: Esquema da fatia genérica utilizada pelo método de Mogerstern e Price.



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2012).

Sendo:

dW – Peso da fatia;

P_w – Poro-pressão no contorno entre fatias;

dP_b – Resultante da poro-pressão na base da fatia;

E e T – Esforços entre fatias atuando em $(y - y_t)$;

ds – Resistência na base.

O equilíbrio de momentos com relação ao centro da base da fatia infinitesimal fornece:

$$-T = \frac{d[E(y - y_t)]}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d[P_w(y - h)]}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad \text{Equação 14}$$

Onde, $y(x)$ representa a superfície de ruptura, $z(x)$ representa a superfície do talude, $h(x)$ representa a linha de ação da poro-pressão e $y_t(x)$ representa a linha de ação da tensão efetiva normal.

Com o equilíbrio das forças na direção normal e paralela à base, é possível obter a força $E(x)$ entre fatias, onde x é a abscissa da fatia:

$$E(x) = \frac{1}{L+Kx} [EiL + \frac{Nx^2}{2} + Px] \quad \text{Equação 15}$$

Em que as variáveis K,L,N e P são definidas como:

$$K = \lambda k \left(\frac{tg\Phi'}{FS} + A \right) \quad \text{Equação 16}$$

$$L = 1 - \frac{A.tg\Phi'}{FS} + \lambda . m \left(\frac{tg\Phi'}{FS} + A \right) \quad \text{Equação 17}$$

$$N = \frac{tg\Phi'}{FS} [2A.Ww + p - r(1 + A^2)] + (-2Ww + p.A) \quad \text{Equação 18}$$

$$P = \frac{1}{FS} [(c - s.tg\Phi').(1 + A^2) + Vw.A.tg\Phi' + q.tg\Phi'] + (q.A - Vw) \quad \text{Equação 19}$$

Com relação ao equilíbrio de momentos chega-se à equação:

$$M(x) = E(yt - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x (\lambda f - \frac{dy}{dx}) E dx \quad \text{Equação 20}$$

Sendo:

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x (-Pw . \frac{dy}{dx}) dx + [Pw(y - h)] \quad \text{Equação 21}$$

O método é solucionado iterativamente. Inicialmente define-se a função de distribuição da resultante da força entre fatias, obtendo valores para FS e λ . Calcula-se as funções E (x) e M (x) para cada fatia. Sabe-se que nos contornos ($x = 0$ e $x = n$) os valores de E e M serão nulos. Repete-se o processo até que as condições de contorno sejam satisfeitas. Como limitação, por apresentar grandes cálculos e interações, o método só pode ser realizado com o auxílio de computador.

2.3.2 Formas de abordagens nas análises de estabilidade

A reprodução das condições de campo na geotecnia e, especialmente, na análise de estabilidade de taludes, normalmente esbarra nas incertezas para determinação de parâmetros geotécnicos. Sabe-se que existem inúmeras incertezas envolvidas na avaliação da estabilidade de taludes, que vão desde a variabilidade das propriedades do solo à técnica de ensaios.

As análises de estabilidade podem ser realizadas através de uma visão determinística ou probabilística. Ambas abordagens são apresentadas a seguir.

2.3.2.1 Abordagem determinística

As análises de estabilidade convencionais, ditas determinísticas, não quantificam as incertezas existentes nas variáveis de entrada e, muitas vezes, dependem de parâmetros de projetos conservadores para lidar com a falta de informação. Nessas análises, os parâmetros geotécnicos dos solos envolvidos, embora possam apresentar grande dispersão, são considerados fixos.

A abordagem determinística é bastante aceita na prática profissional, porém entende-se que o solo apresenta propriedades muito variáveis, o que contraria a ideia de que o erro estimado tende a ser igual a zero. Portanto, é comum casos de taludes considerados estáveis, romperem (Vinhete, 2018).

2.3.2.2 Abordagem probabilística

Assim como nas análises determinísticas, a abordagem probabilística é realizada normalmente por meio dos métodos de equilíbrio limite ou modelagem numérica. Contudo, essa abordagem considera a variação dos parâmetros de projeto (de entrada), através do tratamento estatístico dos dados. Sendo assim, os métodos probabilísticos aparecem como uma alternativa sistemática de incorporar a variabilidade dos parâmetros no projeto, podendo assim, estimar o risco de ruptura (probabilidade falha) de um projeto qualquer.

Os métodos utilizam conceitos estatísticos de tendência central, medidas de variação e distribuição de probabilidade, aplicados aos parâmetros geotécnicos. Portanto, é importante compreender bem esses conceitos para aplicação adequada dos métodos.

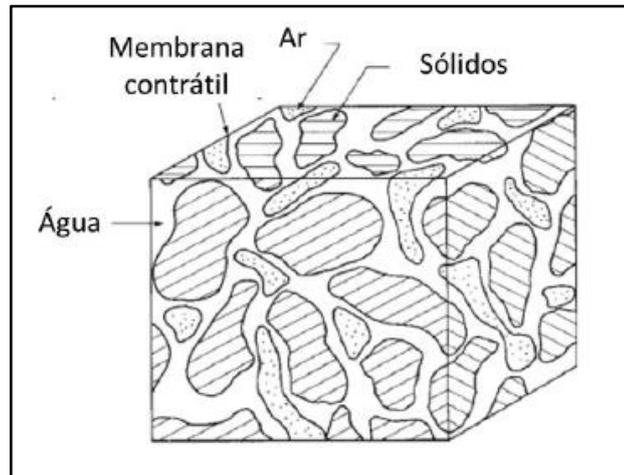
Existem diversos métodos probabilísticos na literatura aplicados em problemas de estabilidade de taludes. Dentre eles os mais utilizados para análise de estabilidade são o Método de Monte Carlo (MMC), o Método de Aproximação de Primeira Ordem da Variância (FOSM) e o Método dos Pontos de Estimativa de Rosenblueth (Assis et al., 2012).

2.4 Solos não saturados

Geralmente o estudo do comportamento dos solos se dá sob a luz da Mecânica dos Solos Saturados. Muitas vezes, a não consideração do estado parcialmente saturado do solo, as vezes por conservadorismo, pode resultar em estruturas superdimensionadas. Sabe-se que taludes íngremes apresentam estabilidade devido também a condição de saturação parcial do solo e o não conhecimento da parcela de resistência devido a não saturação, nesse caso, pode levar erroneamente a atribuir uma coesão efetiva ao solo, trazendo problemas posteriores. Faz-se necessário, portanto, o estudo do solo na condição não saturada.

O solo na condição não saturada é composto por quatro fases (Figura 13). Além dos sólidos, da água e do ar, considera-se a interface ar-água, também denominada membrana contrátil. Essa membrana apresenta a habilidade de exercer tensões de tração, propriedade denominada de tensão superficial, resultante da interação das forças intermoleculares atuantes na interface ar-água.

Figura 13: Elemento de solo não saturado.



Fonte: Fredlund, e Rahardjo (2012).

Do ponto de vista comportamental, o solo não saturado é um sistema composto por duas fases (as partículas sólidas e a membrana contrátil) que entram em equilíbrio e por duas fases que fluem (ar e água) quando ocorre aplicação de um gradiente de tensão. Nesse caso, a consideração de uma quarta fase é relevante porque a membrana contrátil apresenta propriedades físicas diferentes da fase ar e água. Quanto às relações de volume, o sistema pode ser considerado trifásico, já que o volume ocupado por essa membrana é considerado desprezível (Fredlund; Rahardjo e Fredlund, 2012).

2.4.1 Potencial da água no solo.

A energia da água no solo é representada em termos de potencial equivalente ou pressão de sucção. Esse potencial total pode ser dado pela soma de sete potenciais, conforme a Equação 22.

$$\Phi_{total} = \Phi_{term.} + \Phi_{gravit.} + \Phi_{cinét.} + \Phi_{pneum.} + \Phi_{p.água} + \Phi_{matric} + \Phi_{osmót.} \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

Φ_{total} – Potencial total de água no solo;

$\Phi_{term.}$ – Potencial térmico da água no solo;

$\Phi_{gravit.}$ – Potencial de posição ou gravitacional;

$\Phi_{cinét.}$ – Potencial cinético da água no solo;

$\Phi_{pneum.}$ – Potencial pneumático da água no solo;

$\Phi_{p.água}$ – Potencial de pressão da água no solo;

$\Phi_{matric.}$ – Potencial matricial da água no solo;

$\Phi_{osmót.}$ – Potencial osmótico da água no solo.

O potencial térmico é relevante quando há gradientes de temperatura no problema a ser estudado.

O potencial gravitacional é decorrente do campo gravitacional da terra, de forma que quanto mais distante do centro da terra, maior o potencial.

A parcela referente à energia cinética, está associado com a velocidade da água e pode ser desprezada quando se trata de fluxo de água em solo, devido à baixa velocidade de percolação.

O pneumático, por sua vez, corresponde à diferença de pressão externa que atua no solo e a pressão atmosférica, que é tomada como referência.

A parcela de pressão de água refere-se a pressão neutra da água, que já é conhecida na teoria de Mecânica dos Solos Saturados.

O potencial osmótico está relacionado a concentração de solutos na água intersticial, de forma que a água tende a se deslocar do ponto de menor para o de maior concentração. Pode ser relevante em solos com teor elevado de sais ou matéria orgânica.

O potencial matricial representa o efeito da capilaridade e da adsorção, que são resultados da interação da água intersticial com a estrutura e com as partículas sólidas do solo. Então, o potencial matricial pode ser quantificado pela Equação 23.

$$\Phi_{matric.} = \Phi_{capilaridade} + \Phi_{adsorção} \quad \text{Equação 23}$$

Onde:

$\Phi_{capil.}$ – Potencial capilar da água no solo

$\Phi_{adsor.}$ – Potencial de adsorção da água no solo

A parcela referente a adsorção resulta da existência de cargas superficiais não balanceadas nas superfícies das partículas sólidas. Já o potencial capilar é resultado das forças de atração entre as moléculas do meio, sejam elas de coesão (quando a atração se dá entre moléculas de água) ou de adesão (quando a atração ocorre entre moléculas de água e as partículas sólidas). Ocorrendo o efeito de capilaridade, a água apresenta o fenômeno de ascensão capilar e a altura da ascensão depende do tamanho dos vazios do solo.

Ao se admitir que o ar existente nos poros do solo esteja interligado com a atmosfera, a não existência de um gradiente de temperatura relevante e que a velocidade de percolação da água seja baixa, as parcelas referentes aos potenciais térmico, pneumático, gravitacional e cinético podem ser desprezadas para o âmbito geotécnico.

No estudo dos solos não saturados, a sucção é utilizada para representar o estado energético da água e é equivalente ao potencial total definido anteriormente (Machado e Vilar,

2015). Então, a sucção total (Ψ) no solo pode ser expressa por duas parcelas principais: a sucção osmótica ($\psi_{osmótica}$) e a sucção matricial ($\psi_{matricial}$). Matematicamente, a sucção total é expressa pela Equação 24.

$$\psi = \psi_{matricial} + \psi_{osmótica} \quad \text{Equação 24}$$

Assim, a magnitude da sucção total está relacionada com o trabalho das forças de capilaridade, adsorção e osmose.

Fredlund, Rahardjo e Fredlund (2012) relatam que as variações observadas na sucção osmótica são menos significativas do que variações na sucção matricial. No entanto, os autores ressaltam que em algumas situações específicas em que há variações no teor de sais, pode haver mudanças nas propriedades físicas e afetar a resistência ao cisalhamento do solo não saturado. Na maioria dos casos, a variação da sucção total pode ser considerada resultado apenas da variação da sucção matricial.

2.4.2 Curva de retenção de água

Para entender o comportamento mecânico de um solo não saturado é fundamental a compreensão da sua curva de retenção de água, também denominada de curva característica de retenção de água. Tal curva demonstra como o solo administra a água em seu interior, relacionando a quantidade de água presente no solo com a energia necessária para sua remoção (Machado e Vilar, 2015).

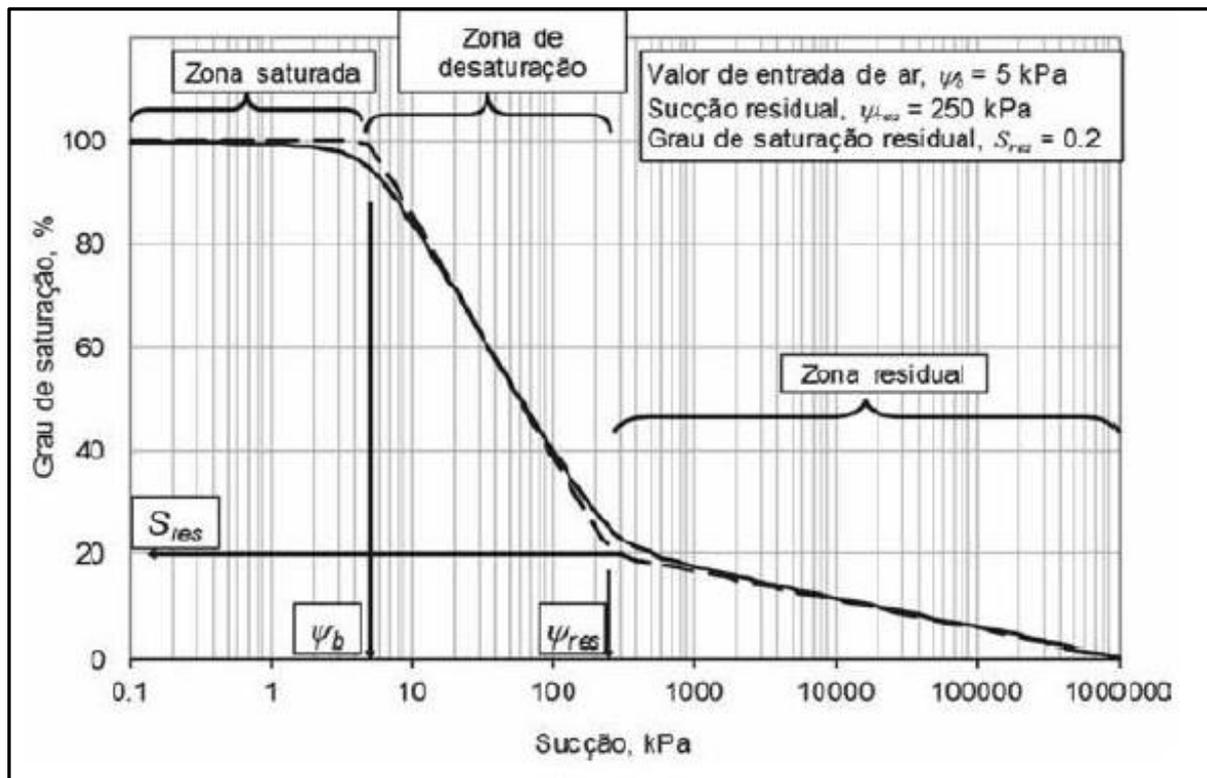
A curva de retenção pode ser apresentada de diferentes formas, uma vez que há mais de uma maneira de apresentar a quantidade de água armazenada no solo e a sucção. As variáveis utilizadas para definir a quantidade de água no solo são: teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) e grau de saturação (S). Independentemente da variável escolhida, a curva de retenção usualmente apresenta o formato mostrado na Figura 14.

A pressão de entrada de ar, (Ψ_b) corresponde ao maior valor de sucção referente ao trecho onde o solo encontra-se completamente saturado (zona saturada). Pode ser definida como a sucção matricial a partir da qual o ar começa a entrar nos maiores poros durante um processo de secagem.

A sucção residual (Ψ_{res}) representa o máximo valor de sucção da zona de desaturação. Nessa zona, o aumento da sucção até o valor de sucção residual provoca saída de água no solo. A partir desse valor, torna-se mais difícil retirar água do solo.

Grau de saturação residual (S_{re}) corresponde a quantidade de água armazenada nos poros do solo em condição relativamente menos livre do que a água drenada na zona de desaturação.

Figura 14: Modelo de uma curva de retenção de água em solo.



Fonte: Gitirana JR; Marinho e Soto (2015).

Yang et al. (2004) ao estudar os fatores que afetam a curva de retenção de solos arenosos constatou que sua forma está relacionada com a curva granulométrica e a porosidade do solo. Solos mais finos (com poros menores) apresentam maiores valores de entrada de ar e uma maior sucção residual. Para sucções matriciais maiores que o valor de entrada de ar, o teor de umidade volumétrica em um solo mais denso (menor porosidade) pode ser maior do que em um solo menos denso (maior porosidade).

A curva de retenção de água no solo também vai depender se a variação do grau de saturação ocorreu por meio do processo de umedecimento ou de secagem, resultando em diferentes teores de umidade volumétrica para uma dada sucção. Para determinado valor de sucção, o teor de umidade da curva de secagem vai ser sempre maior do que o da curva de umedecimento. Essa diferença se dá devido ao fenômeno conhecido como histerese.

2.4.3 Técnicas de medida de sucção

No decorrer dos anos, têm-se observado esforços para compreender os processos envolvidos na medida de sucção do solo. Vários tipos de equipamentos vêm sendo desenvolvidos e adaptados (Freitas Neto, 2008) e são classificados de acordo com a forma de medição em diretos e indiretos.

Os métodos diretos medem de forma direta a pressão de água negativa. Para isso necessitam a separação das fases ar e água, o que se consegue por meio da utilização de uma pedra porosa de alta entrada de ar, por exemplo (Freitas Neto, 2008). Um exemplo de instrumento que mede diretamente a sucção é o tensiômetro de alta capacidade. As medidas indiretas, por outro lado, são baseadas na calibração entre um outro parâmetro e a sucção do solo. No Quadro 2 são mostradas algumas das técnicas utilizadas para medida de sucção dos solos, com suas faixas de medidas e tempos de equilíbrio.

Quadro 2: Métodos de medida de sucção.

Método de medida / Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observações
Blocos porosos (Matricial)	10 a 100	<ul style="list-style-type: none"> • Baseia-se na condutividade elétrica de materiais porosos como o gesso, a fibra de vidro etc., bem como da resistência elétrica; • Desvantagens: solubilidade do gesso, histerese pronunciada, mais sensível a altas sucções; • Tempo de equilíbrio: semanas.
Equilíbrio da fase vapor (Total)	>400	<ul style="list-style-type: none"> • Solução com concentração conhecida; • Amostra de solo em dessecador sem contato com a solução até o equilíbrio de peso; • Tempo de equilíbrio demorado.
Extrato da solução do solo (Osmótica)	Todos os valores	<ul style="list-style-type: none"> • Condutividade elétrica do extrato da solução; • Concentração de solutos; • Extrato+psicômetros: resultados precários.
Funil de pedra porosa (Matricial)	0 a 90	<ul style="list-style-type: none"> • Sucção aplicada diretamente à amostra; • Indicado para determinar baixas sucções; • Tempo de equilíbrio: horas.
Membrana de pressão	Até 10000	<ul style="list-style-type: none"> • Emprega a técnica da translação de eixos; • Emprega membrana de celulose; • Tempo de equilíbrio: dias.

Método de medida / Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Observações
Papel filtro com e sem contato (Matricial/Total)	30 a 30000	<ul style="list-style-type: none"> • Depende do contato com o solo, que por sinal, deve ser garantido; • Necessita de calibração do papel; • Evitar a formação de fungos nos papéis mais umedecidos; • Pesagem com precisão de 0,0001g; • Tempo de equilíbrio: de 7 a 30 dias.
Mesa de tensão (Matricial)	0 a 1500	<ul style="list-style-type: none"> • Emprega a técnica de translação de eixos; • Depende da pressão de entrada de ar da pedra porosa; • Continuidade da fase ar; • Tempo de equilíbrio: horas.
Princípios Osmóticos (Matricial)	200 a 1600	<ul style="list-style-type: none"> • Solo em contato com solução com concentração conhecida (umidade relativa conhecida através de membrana seletiva); • Solução de Polietileno Glicol (PEG), peso molecular 20000; • Útil para instalar e controlar sucção em ensaios; • Tempo de Equilíbrio: horas.
Psicrômetros (Total/Osmótica)	100 a 8000	<ul style="list-style-type: none"> • Depende de rigoroso controle de temperatura, principalmente nas baixas sucções; mais recomendado para laboratório; • Sucção osmótica; mede sucção de extrato da solução do solo (Confiabilidade precária) • Tempo de Equilíbrio: Minutos
Tensiômetro padrão (Matricial)	0 a 100	<ul style="list-style-type: none"> • Tempo de resposta: depende da condutância da pedra porosa e sensibilidade do elemento de medida; • Tempo de equilíbrio: minutos.
Tênsiômetros de alta capacidade	0 a 1500	<ul style="list-style-type: none"> • Medem sucção abaixo de -1atm, até uma sucção de 1500 kPa. • Tiram partido da elevada resistência à tração de água e tem curto tempo de resposta

Fonte: Vilar (2006) apud Freitas Neto (2008).

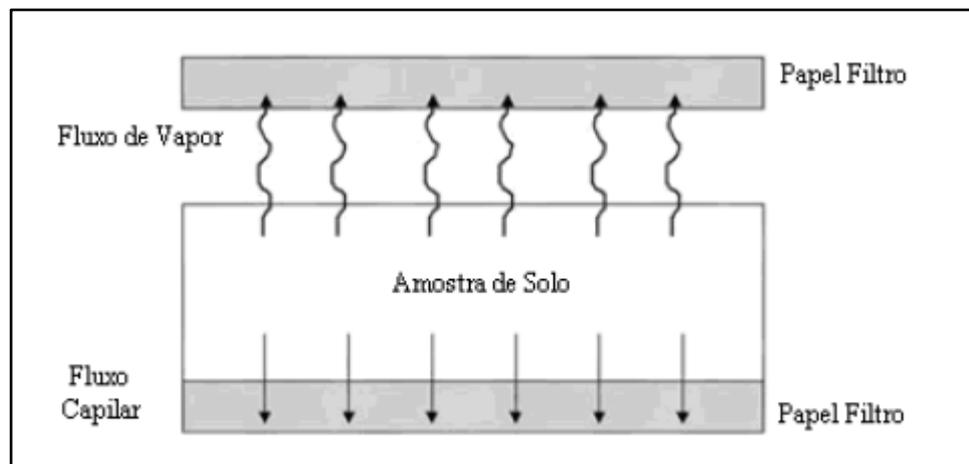
Será detalhada a técnica do papel filtro e da mesa de tensão, uma vez que foram adotadas nesta pesquisa.

2.4.3.1 Técnica do papel filtro

Esta técnica baseia-se no princípio de absorção de equilíbrio alcançado quando um material poroso com certa umidade é colocado em contato com um papel filtro, com umidade menor. Então o papel passa a absorver certa quantidade de água até que o sistema atinja o equilíbrio.

A sucção obtida no ensaio depende do tipo de transferência de água. A transferência de água entre o solo e o papel filtro pode ocorrer por ação capilar ou através de vapor e é determinada pelo o contato ou não do papel filtro com o solo. A Figura 15 mostra as duas configurações do ensaio de papel filtro.

Figura 15: Configuração do ensaio do papel filtro.



Fonte: Marinho e Oliveira (2006) apud Freitas Neto (2008).

Quando o solo é colocado afastado do papel, o fluxo ocorre apenas pelo vapor. Nesse caso, as moléculas de água vencem as forças capilares e eventualmente as forças osmóticas que agem devida a presença de sais, medindo-se então a sucção total (ψ), já que está incorporado as forças osmóticas e capilares que retêm as moléculas de água. Quando o solo é posto em contato com o papel, o fluxo capilar ocorre diretamente das partículas do solo para as fibras do papel filtro, sem que a água perca continuidade (Freitas Neto, 2008). Nesse caso a sucção matricial é determinada, pois o componente osmótico não age como força adicional impedindo o fluxo de água para o papel.

Na condição de equilíbrio, o solo e o papel filtro se apresenta com a mesma sucção, porém com teores de umidades diferentes. O tempo de equilíbrio é um fator de extrema importância para a obtenção da sucção correta. A sucção atuante no solo é obtida a partir do teor de umidade final e da curva de calibração do papel filtro, que é determinada previamente por algum outro método.

É uma técnica simples, econômica e versátil quando comparada com as outras técnicas laboratoriais e pode ser usado para valores de sucção de até 30.000 kPa. A sua desvantagem reside na busca do contato entre o papel filtro e o solo e na necessidade de rapidez e precisão na pesagem dos materiais, da ordem de 0,0001g.

2.4.3.2 Mesa de tensão

O princípio de funcionamento da mesa de tensão é bastante simples e pode ser utilizada para aplicar com precisão baixos valores de sucção em amostra de solo. O princípio de funcionamento se baseia na remoção de água de amostra de solo até uma determinada tensão controlada por meio da aplicação de uma diferença de potencial gerada por uma bomba de vácuo.

A medida da retenção de água em baixas sucções é executada submetendo-se as amostras de solo previamente saturadas a determinados potenciais de tensão, até cessar a drenagem da água retida nos poros com força menor que o potencial aplicado. As amostras de solo perdem água quando o potencial é maior que as forças de retenção. Determina-se então a umidade da amostra por gravimetria. O equilíbrio com cada potencial aplicado às amostras é avaliado por pesagens sucessivas ou pela observação do fim do escoamento (ou quando este se torna desprezível).

2.4.4 Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

O aparecimento da pressão negativa nos poros do solo, isto é, a sucção, modifica o comportamento mecânico dos solos não saturados. Ela causa um aumento significativo na resistência do solo, que pode ser suficiente, por exemplo, para estabilizar um talude natural, mesmo quando seu valor não é muito elevado (Fredlund e Rahardjo, 2012). Também muitos dos processos de estabilização são deflagrados justamente pela diminuição dessa componente devido, por exemplo, ao aumento do grau de saturação provocado pelas chuvas.

O sucesso obtido por Terzaghi (1936) ao definir a equação de tensões efetivas para previsão do comportamento dos solos saturados levou inúmeros pesquisadores a aplicar o mesmo modelo para os solos não saturados. Entretanto, o modelo não se apresentou eficaz, pois os problemas de solos não saturados são mais complexos, uma vez que os poros dos solos são preenchidos por ar e água. Na equação de Terzaghi para solos saturados, caso a pressão de água seja negativa, a parcela de pressão neutra passa a contribuir com a tensão efetiva. No entanto, quando o solo passa do estado saturado para o não saturado a pressão de água não atua mais em todo o solo, invalidando a equação de Terzaghi.

O problema de quantificar a resistência de um solo não saturado inicia com a grande dificuldade de quantificar o estado de tensão efetivo nesses solos. Atualmente existem diversas propostas de equações para representar as tensões efetivas em um solo não saturado. A mais conhecida e aceita é a formulada por Bishop (1959), conforme é apresentada abaixo.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad \text{Equação 25}$$

Onde σ' é a tensão efetiva, σ é a tensão total devido a algum carregamento externo, u_a é a pressão de ar nos poros, u_w é a pressão de água nos poros e χ é um parâmetro relacionado com o grau de saturação. A principal desvantagem da Equação 25 é que o parâmetro χ depende de muitos fatores e tem sido largamente discutido na literatura.

A seguir serão apresentadas as propostas de Bishop et al. (1960) e Fredlund et al. (1978) de equações de resistência ao cisalhamento para solos não saturados.

2.4.4.1 Proposta de Bishop et al. (1960)

A primeira relação amplamente conhecida para a resistência ao cisalhamento de solos não saturados foi formulada por Bishop et al. (1960). Essa relação se baseou no conceito de tensões efetivas de Terzaghi e considerou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A Equação 26 é apresentada abaixo:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad \text{Equação 26}$$

Onde τ é a resistência ao cisalhamento não saturado na ruptura; c' e ϕ' são os parâmetros de resistência do solo saturado; $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida atuante no plano de ruptura no momento da ruptura; $(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica na ruptura; χ é um parâmetro dependente do grau de saturação do solo.

Conforme originalmente proposto, a determinação experimental do parâmetro χ não é trivial. Na prática, assume-se um valor entre 0 (solo saturado) e 1 (solo seco). Os valores dentro deste intervalo variam de forma não linear e dependem do tipo de solo.

2.4.4.2 Proposta de Fredlund et al. (1978)

Fredlund et al. (1978) formularam equações de equilíbrio de forças baseada na mecânica de meios multi-fásicos contínuos. Consideraram o solo não saturado como um sistema de quatro fases: suas partículas sólidas incompressíveis, o fluido intersticial inerte quimicamente, o ar e a membrana contrátil. Concluíram que as variáveis de estado de tensão que influenciam o comportamento geomecânico dos solos não saturados são obtidas arranjando as tensões fisicamente medidas, tensão normal (σ), pressão de ar (u_a) e pressão de água (u_w), sendo elas $(\sigma - u_a)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Concluíram também que qualquer combinação em pares destas, isto é

$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$; $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$; ou $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$, pode representar o estado de tensão de um elemento de solo não saturado.

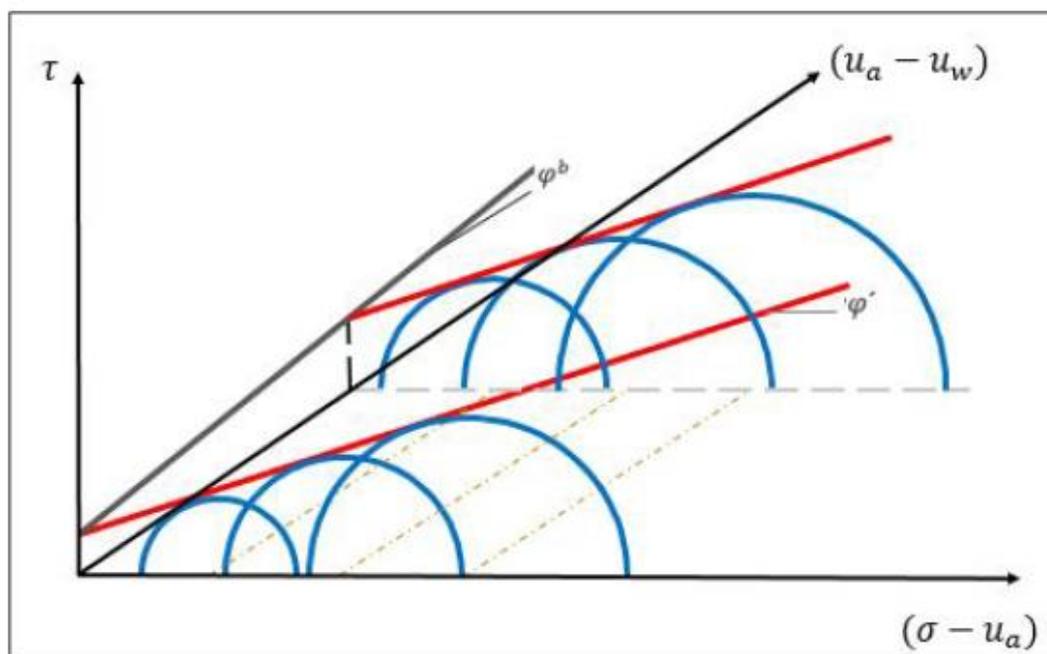
Fredlund et al. (1978) propuseram uma equação para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos na condição não saturada, tendo em vista o conceito de variáveis de tensão. Essa proposta contorna eventuais dificuldades de determinação experimental do parâmetro χ . A proposta de Fredlund et al (1978) é descrita através da Equação 27.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \Phi' + (u_a - u_w) \tan \Phi_b \quad \text{Equação 27}$$

Onde Φ_b é o parâmetro que quantifica um acréscimo de resistência relativo ao aumento da sucção matricial, ou seja, é o ângulo de inclinação da envoltória no plano tensão cisalhante *versus* sucção matricial.

De acordo com a proposta de Fredlund et al. (1978) o Φ_b e o Φ' são constantes, ou seja, a superfície de ruptura é um plano, conforme mostra a Figura 16.

Figura 16: Envoltória de resistência proposta por Fredlund et al (1978).



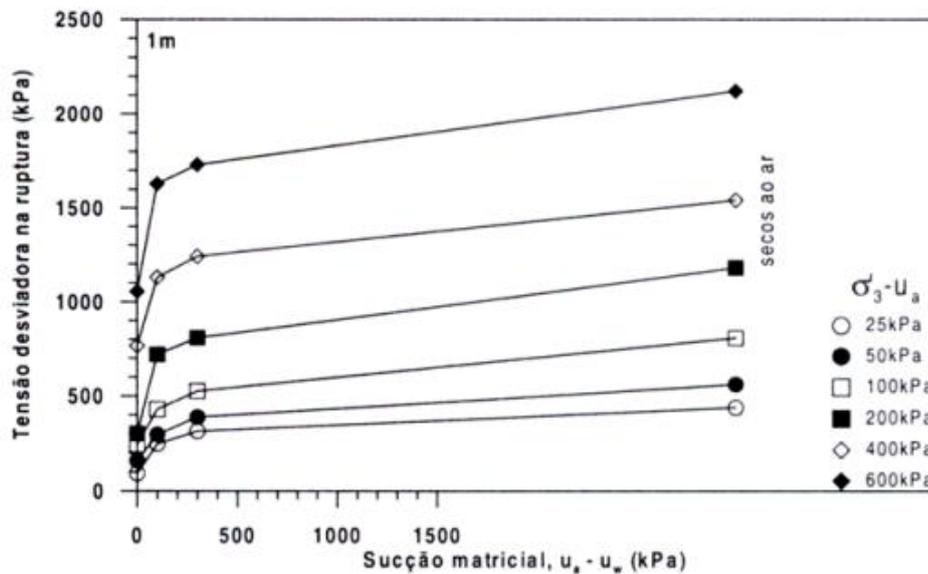
Fonte: Fredlund e Rahardho (1993) adaptado por Taquez (2017).

A determinação experimental do parâmetro Φ_b não apresenta maiores dificuldades. Assim, a proposição de Fredlund et al. (1978) é a mais difundida na determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

A hipótese da envoltória tridimensional ser um plano foi verificada por alguns pesquisadores inicialmente (Gulhati e Satija, 1981; Ho e Fredlund, 1982; Rahardjo et al., 1995) , mas novos estudos de vários pesquisadores (Campos e Carillho, 1995; Teixeira e Villar, 1997)

obtiveram uma variação não linear da resistência com a sucção (Figura 17), ou seja Φ_b variável com a sucção.

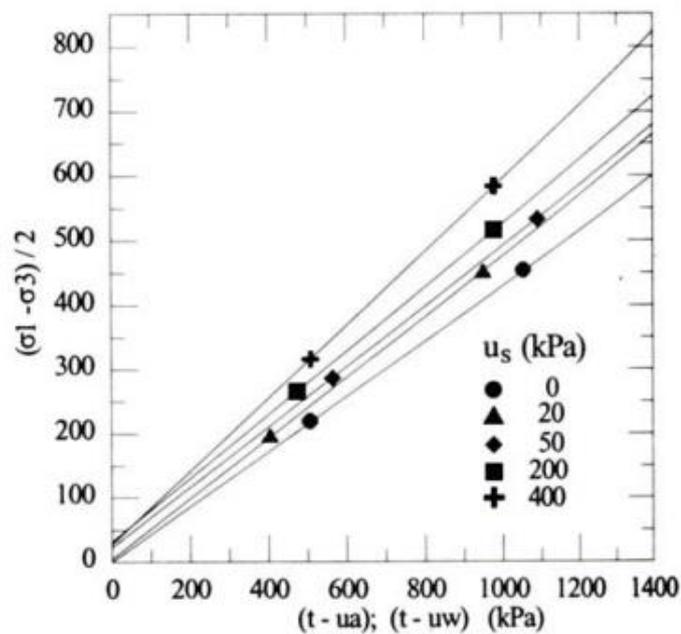
Figura 17: Variação de Φ_b com a sucção.



Fonte: Teixeira e Villar (1997)

Pesquisas mais recentes, como a de Futai et al (2005), mostram também que o parâmetro Φ' aumenta com o nível de sucção aplicado em ensaios em que a sucção foi mantida constante e variou-se a tensão líquida efetiva ($\sigma - u_a$), conforme mostra a Figura 18.

Figura 18: Variação de Φ' com a sucção.



Fonte: Futai (2005)

Comparando as duas proposições, Bishop et al. (1960) e Fredlund et al. (1978), pode-se concluir que ambas levam a equações de resistência equivalentes, apesar das mesmas serem conceitualmente diferentes. As duas propostas estão correlacionadas pela Equação 28.

$$\tan \Phi_b = \chi \tan \Phi' \quad \text{Equação 28}$$

Conforme já dito, o valor de χ proposto por Bishop (1959) não é constante. Analisando a Equação 2.28, observa-se que não há razão para que Φ_b seja constante. Pode-se concluir que o comportamento da envoltória tridimensional não é simplesmente planar e deve-se analisar as variações nos parâmetros Φ_b e Φ' de cada caso separadamente.

A equação 27 que representa a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em função das variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ pode ser rescrita em duas equações (Equações 29 e 30).

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan \Phi' \quad \text{Equação (29)}$$

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \Phi_b \quad \text{Equação (30)}$$

Onde c é soma da parcela referente a coesão efetiva do solo, c' , e a parcela de coesão aparente, $(u_a - u_w) \tan \Phi_b$, causada pela sucção do solo.

2.4.4.3 Métodos de previsão da resistência em solos não saturados.

A determinação da resistência ao cisalhamento de solos não saturados requer especializações técnicas e tempo. Tendo em vista essas dificuldades, alguns autores propuseram métodos de previsão de resistência de solos não saturados que podem ser usados para uma estimativa do comportamento. Esses métodos, utilizam geralmente a curva de retenção e os parâmetros efetivos do solo saturado, que são obtidos por práticas rotineiras em laboratório.

Khalili e Khabbaz (1998) analisaram dados experimentais relacionados a envoltória de resistência de Bishop et al. (1960) e propuseram uma relação entre o parâmetro χ da equação de Bishop e a sucção do solo, conforme mostra a equação abaixo:

$$\chi = \left(\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right)^{0,55} \quad \text{Equação 31}$$

onde:

$(u_a - u_w)$ é a sucção atuante no solo;

$(u_a - u_w)_b$ é a sucção de entrada de ar do solo.

Outros métodos de previsão de resistência foram propostos por Fredlund et al. (1996) e Vanapalli et al. (1996). Esses métodos têm em comum a premissa de que a resistência está relacionada com a área de água em seus vazios e estabelecem relação entre a curva de retenção e a resistência ao cisalhamento. Fredlund et al. (1996) e Vanapalli et al (1996) propuseram

equações para estimar a resistência a partir de dados provenientes da curva de retenção do solo, conforme mostra a Equação 32 (Fredlund et al, 1996) e a Equação 33 (Vanapalli et al, 1996).

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \Phi' + (u_a - u_w) \left(\frac{\theta_w}{\theta_s} \right)^\kappa \tan \Phi' \quad \text{Equação 32}$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \Phi' + (u_a - u_w) \frac{(\theta_w - \theta_r)}{(\theta_s - \theta_r)} \tan \Phi' \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

θ_w – Teor de umidade volumétrico do solo;

θ_s – Teor de umidade volumétrico saturado do solo;

θ_w – Teor de umidade volumétrico residual do solo.

κ – Parâmetro de forma que depende de propriedades como a plasticidade do solo. São adotados maiores valores para solos mais plásticos.

Vanapalli e Fredlund (1999) apresentaram um levantamento de todos os trabalhos publicados que desenvolveram métodos para estimar a resistência não saturada através das curvas de retenção. Ele cita, além dos métodos mencionados, os trabalhos de Lamborn (1986), Oberg & Sallfours (1997) e Bao et al. (1998).

Vilar (2006) apresentou um ajuste matemático para a previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados que consiste no uso de uma função hiperbólica (Equação 34). Os parâmetros a e b do modelo hiperbólico são determinados através dos parâmetros efetivos na condição saturada e da coesão, c'_{ultima} , obtida através de ensaios na condição de umidade residual. Sendo assim, o parâmetro a e b são calculados pelas Equações 35 e 36, respectivamente.

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b((u_a - u_w))} \quad \text{Equação 34}$$

$$a = \frac{1}{\tan \Phi'} \quad \text{Equação 35}$$

$$b = \frac{1}{c_{ultima} - c'} \quad \text{Equação.36}$$

Onde c é o intercepto de coesão para o solo não saturado, c' é a coesão efetiva na condição saturada, a e b são parâmetros de forma da hipérbole, Φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo e c_{ultima} é a coesão obtida dos ensaios com o solo na umidade residual.

2.4.5 Condutividade hidráulica de solos não saturados

O caminho que a água percorre em solos não saturados torna-se maior e tortuoso visto que existe, nesta situação, a presença de ar nos vazios do solo e conseqüentemente a permeabilidade não saturada é sempre menor que a saturada.

Ao se analisar o fluxo em solos saturados, considera-se as seguintes hipóteses: é válida a lei de Darcy e é válida a equação da continuidade (lei da conservação da massa). Para o caso de solos não saturados, as hipóteses citadas continuam válidas, mas a condutividade hidráulica é função do teor de umidade e a sucção. Esse fato resulta em uma equação não-linear para descrever o fluxo em um solo não saturado.

A lei de Darcy considera uma proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico. Quando o solo está parcialmente saturado, também é válida a proporcionalidade entre o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo. Isso foi verificado experimentalmente por Childs e Collis-George (1950, apud Fredlund e Rahardjo, 2012).

Se o solo estiver saturado, pode-se considerar que o coeficiente de condutividade hidráulica saturada é função do índice de vazios, mas constante para um dado índice de vazios. Porém, para um solo não saturado, o coeficiente de condutividade hidráulica saturada é função do índice de vazios e do grau de saturação (Lambe e Whitman, 1969).

A permeabilidade não saturada pode ser determinada diretamente por meio de métodos experimentais *in situ* ou laboratoriais ou indiretamente por meio da aplicação de modelos matemáticos preditivos baseados na curva de retenção. Uma vez obtida a curva de retenção do solo é possível estimar uma curva de condutividade hidráulica como função do teor de umidade volumétrico ou da sucção. A dificuldade em se fazer medições do coeficiente de condutividade hidráulica de um solo não saturado em laboratório é a principal razão para a utilização de métodos indiretos.

Neste item será dada ênfase somente aos métodos indiretos, por serem métodos rápidos e de boa acurácia comparados com dados experimentais. Por esta razão, nesta dissertação, utilizou-se um método indireto na determinação da curva sucção *versus* condutividade hidráulica não saturada. O Quadro 3 mostra alguns métodos que prognosticam a relação entre a condutividade hidráulica com a sucção (modelos empíricos) ou em função da curva característica (modelos estatísticos).

Quadro 3: Métodos indiretos para a determinação da permeabilidade não saturada.

Autor	Modelo	Parâmetros de ajuste
Richards (1931)	$K(\psi) = a\psi + b$	a e b : parâmetros de ajuste
Gardner (1958)	$K(\psi) = K_{sat}e^{-a\psi}$	a : parâmetro de ajuste (relacionado ao inverso do valor de entrada de ar)
Brooks e Corey (1964)	$K(\psi) = K_{sat}, para \psi \leq \psi_b$ $K(\psi) = K_{sat} \left(\frac{\psi}{\psi_b}\right)^{-n}, para \psi \geq \psi_b$	ψ_b : valor de entrada de ar n : parâmetro de ajuste
Campbell (1974)	$K(\psi) = K_{sat} \left(\frac{\theta}{\theta_{sat}}\right)^n$	n : parâmetro de ajuste
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Mualem, 1976)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\{1 - (\alpha\psi)^{n-1}[1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{m/2}}$	α, m, n : parâmetros de ajuste $m = 1 - 1/n$
Van Genuchten (1980) (baseado no modelo de Burdino, 1953)	$K(\psi) = K_{sat} \frac{\{1 - (\alpha\psi)^{n-2}[1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{2m}}$	α, m, n : parâmetros de ajuste $m = 1 - 2/n$
Fredlund e Xing (1994)	$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln \psi}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln \psi_{sat}}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$	θ' = derivada de θ (em relação à y); k_r = condutividade hidráulica relativa; ψ_{sat} = sucção de entrada de ar; y = variável de integração; $b = 10^6$ kPa, \log da sucção

Fonte: Adaptado de Dias (2012).

Uma das formulações empíricas mais utilizadas na prática da engenharia foi a proposta por Van Genuchten (1980). Ele obteve uma expressão analítica para a função de permeabilidade não saturada baseada no modelo estatístico de Mualem (1976).

A equação de Fredlund e Xing (1994) fornece bons ajustes principalmente para valores baixos de sucção e em solos arenosos. Em solos argilosos a qualidade do ajuste não foi boa, principalmente para valores de sucção maiores que o valor de entrada de ar. Ao contrário da equação de Van Genuchten (1980), não é uma equação simples (integração numérica), mas devido à evolução dos recursos computacionais disponíveis atualmente, não se trata de uma grande desvantagem.

2.4.6 Fluxo em solos não saturados

2.4.6.1 Equações de fluxo

A grande diferença entre o fluxo de água de um solo saturado e de um não saturado é o valor da condutividade hidráulica dos solos não saturados que decresce com a presença de ar nos vazios, ao passo para um solo saturado, a condutividade hidráulica é constante, admitindo que não haja variação de volume. Esse decréscimo é função da sucção (ou teor de umidade) e o formato da curva de condutividade depende do tipo de solo.

A Equação de Darcy rege o fluxo unidimensional de água no solo nas condições saturada e não saturada quando em condição de fluxo permanente, conforme equação abaixo:

$$Q = kA \frac{\Delta H}{l} \quad \text{Equação 37}$$

Onde,

Q = vazão

k = permeabilidade saturada ou não saturada;

A = área transversal ao fluxo de água;

ΔH = perda de carga hidráulica;

l = distância ao longo da qual a carga se dissipa.

Para um meio bidimensional onde a condição de fluxo permanente é verdadeira, a distribuição do fluxo e das pressões em um meio poroso é governada pela equação diferencial de Laplace.

$$\frac{\delta^2 H}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 H}{\delta y^2} = 0 \quad \text{Equação 38}$$

Onde H é a carga total e corresponde à soma da carga de pressão e altimétrica.

Quando o fluxo em meios porosos varia em função da posição e do tempo, ou seja, não há o equilíbrio dinâmico, o regime de fluxo é chamado transiente e pode ser solucionado através da equação de Richards:

$$\frac{\delta}{\delta x} \left(k_x \frac{\delta H}{\delta x} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left(k_y \frac{\delta H}{\delta y} \right) + Q = \frac{\delta(\theta)}{\delta t} \quad \text{Equação 39}$$

Onde:

H = carga hidráulica;

k_x = condutividade hidráulica na direção x;

k_y = condutividade hidráulica na direção y;

θ = Teor de umidade volumétrico;

Q = vazão;

t = tempo.

A equação de Richards rege o fluxo de solos em meios porosos parcialmente saturados em função do teor de umidade volumétrico. O teor de umidade volumétrico e a condutividade hidráulica são funções da sucção. A variação da sucção ao longo do tempo é dada pela variação de umidade causada, por exemplo, pela taxa de infiltração da chuva que por sua vez é governada pela curva de permeabilidade não saturada adotada no modelo.

A equação de Richards é altamente não linear e só pode ser resolvida analiticamente quando se considera problemas muito simples. A sua resolução, na prática, necessita da adoção de um método numérico, tal como o Método de Elementos Finitos.

Para fluxo transiente o programa computacional SEEP/W, que será utilizado nesse trabalho, desenvolvido pela GeoStudio (2012), resolve a equação de Richards por meio de iterações numéricas a partir das características geométricas, das propriedades hidráulicas dos materiais envolvidos e das condições de contorno.

2.4.6.2 Infiltração de água em taludes

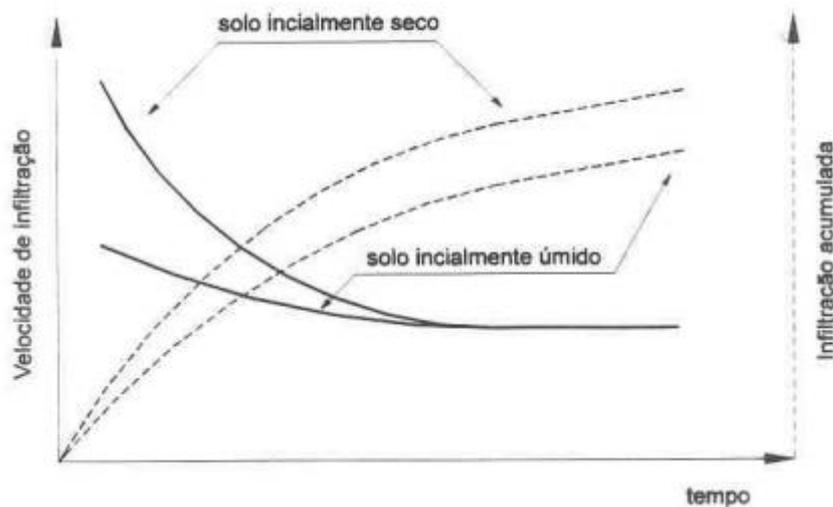
Existe uma diferença entre capacidade de infiltração e taxa de infiltração de um solo. A capacidade de infiltração é a quantidade máxima de água que pode infiltrar no solo, em um dado intervalo de tempo. Ela só é atingida durante uma chuva se houver excesso de precipitação. Caso contrário, a taxa de infiltração da água do solo não é máxima, não se igualando à capacidade de infiltração.

A capacidade de infiltração da água no solo é alta no início do processo de infiltração, particularmente quando o solo está inicialmente muito seco, mas tende a decrescer com o tempo, aproximando-se de um valor constante, denominado taxa de infiltração estável (também chamada de velocidade de infiltração básica da água no solo - VIB). Esse comportamento pode ser compreendido a partir da aplicação da equação de Darcy às condições de escoamento, em meio não-saturado. No início do processo, o valor da profundidade da frente de umedecimento é pequeno. Dessa forma, ter-se á um valor do gradiente hidráulico muito elevado e, portanto, uma taxa de infiltração alta. Com o tempo, a profundidade da frente vai aumentando até que o gradiente hidráulico vai tendendo a 1 e, conseqüentemente, a capacidade de infiltração tende a um valor aproximadamente igual à condutividade hidráulica do solo saturado, a qual aproxima-se da própria VIB (Carvalho e Silva, 2006).

Um solo mais úmido terá, inicialmente, uma menor taxa de infiltração devido a um menor gradiente hidráulico (menor diferença no potencial matricial da água no solo) e mais rapidamente a taxa de infiltração se tornará constante. A Figura 19 representa a variação da taxa

de infiltração e da infiltração acumulada, para um mesmo solo sob duas condições iniciais de umidade: seco e úmido.

Figura 19: Variação da taxa de infiltração em duas condições iniciais de umidade.



Fonte: Carvalho e Silva (2006).

A variação da sucção ao longo do tempo é dada pela variação de umidade causada pela taxa de infiltração da chuva que, por sua vez, é governada pela curva de permeabilidade não saturada do solo. Além dos parâmetros hidráulicos, há outras variáveis que interferem no comportamento do fluxo de solos não saturados, estando estes sujeitos a uma infiltração na superfície. A razão entre a intensidade de chuva na superfície (i) e a condutividade hidráulica saturada do solo (k_{sat}) dita diferentes padrões de comportamento e, conseqüentemente, diferentes perfis de variação da sucção com o tempo e a profundidade (Soares, 2006).

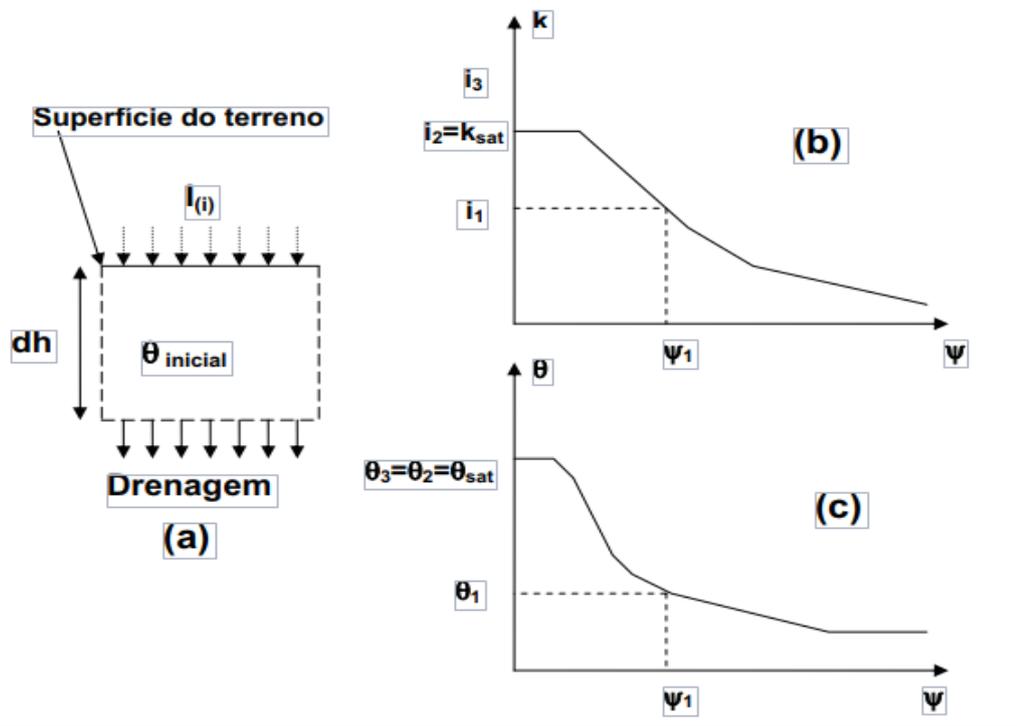
Para entender bem esses diferentes comportamentos é necessário analisar alguns casos, conforme pode ser visto na Figura 20, considera-se um elemento de solo homogêneo, sujeito a uma infiltração (i) na superfície (a), a curva de condutividade hidráulica x sucção (b) e curva característica do material (c).

Se $i/k_{sat} < 1$, ou seja, a intensidade de chuva que incide na superfície do solo é menor que a condutividade hidráulica saturada do material, então toda a água infiltra no talude e ocorrerá um fluxo não saturado pelo talude que poderá diminuir a sucção, dependendo do perfil de umidade anterior à chuva (condição inicial). Caso a umidade inicial ($\theta_{inicial}$) seja menor do que a umidade associada a intensidade de chuva (θ_1), a tendência é que a umidade aumente até o valor referente de θ_1 e a sucção diminua até o valor de ψ_1 . Se o teor de umidade inicial é maior

do que θ_1 , o que significa dizer que para a intensidade de chuva i_1 , as sucções tenderão para ψ_1 e o teor de umidade para θ_1 , admitindo que não haja histerese.

Quando a infiltração na superfície é maior que a condutividade hidráulica saturada do solo, $i/k_{sat} > 1$, há um empoçamento superficial e a frente de umedecimento avança com o tempo para profundidades maiores. Nesse caso, os valores de sucção tendem a se anular com o avanço da frente de umedecimento.

Figura 20: Padrões de comportamento de infiltração associados a relação (i/k_{sat}) .



Fonte: Soares (2006).

A sucção inicial influencia no padrão de fluxo. Além dos parâmetros hidráulicos, a intensidade de chuva, a condutividade hidráulica saturada e o perfil de umidade inicial são parâmetros importantes que irão ditar o comportamento do fluxo em um talude. Outra questão é a geometria do problema e as condições de contorno.

Mcdougall e Pyrah (1998, apud Soares, 2006) haviam chamado a atenção para o fato de que o padrão de infiltração é função da relação i/k_{sat} e da umidade inicial do perfil. Esses autores fizeram uma simulação numérica do fluxo não saturado em uma coluna de solo de 2m de espessura, sujeita a diferentes relações entre i/k_{sat} e vários perfis de umidade inicial, considerando $i < k_{sat}$. Quanto menor a umidade inicial do solo obviamente maior será o tempo de redistribuição da umidade para obtenção do regime de fluxo estacionário.

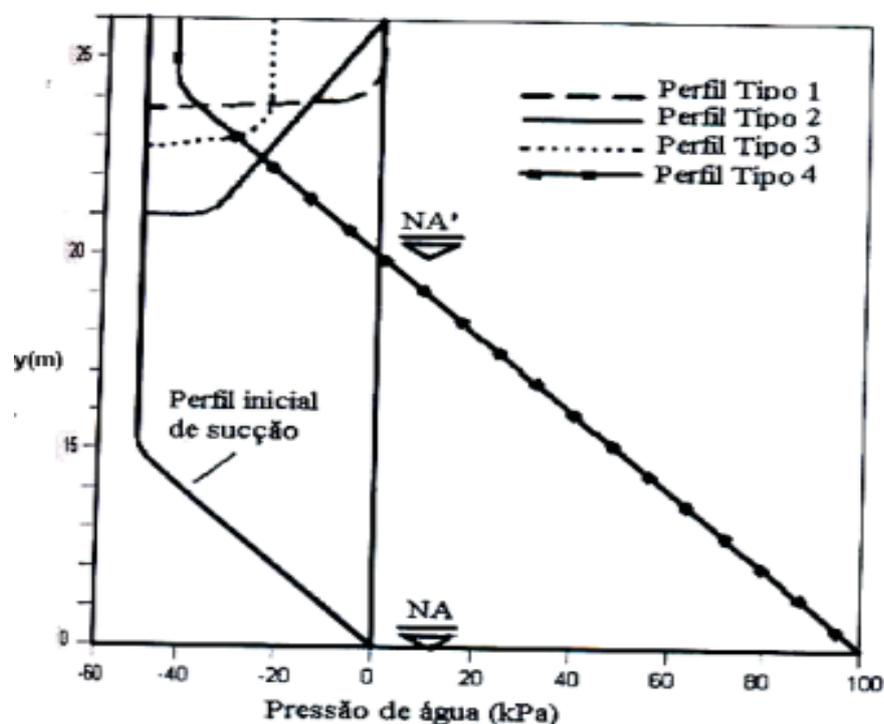
Uma vez cessada a infiltração na superfície, a massa de solo passará por um período de redistribuição da umidade e aí entra o conceito de capacidade de campo. Considerando o caso

mostrado na Figura 20, cessada a aplicação de uma intensidade de chuva, o movimento da água no solo continua no sentido vertical, diminuindo significativamente quando o teor de umidade no solo for tal que sua condutividade hidráulica se torne muito pequena. Quando ocorre isto, diz-se que o solo está em condição de capacidade de campo (Bernardo et al., 2006). Pode-se dizer que a capacidade de campo é, portanto, a quantidade de água que o solo pode reter contra a força da gravidade após o excesso ter sido drenado para camadas subjacentes (Santos e Guimarães, 1992 apud Soares, 2005). Esse tipo de movimento é mais pronunciado em solos de textura grossa (arenosos).

Santos e Villar (2004) fizeram uma análise paramétrica da estabilidade de taludes não saturados variando a intensidade de chuva e o tipo de solo (com características hidráulicas diferentes), considerando um material homogêneo. Os resultados mostraram que, dependendo do tipo de solo e da intensidade de infiltração aplicada, há padrões de fluxo diferentes. Solos com maior condutividade hidráulica saturada, por exemplo, apresentam uma maior redução nos fatores de segurança comparados com solos com condutividade hidráulica saturada menor.

Santos e Villar (2004) aplicaram a um talude duas intensidades de chuva, uma maior e outra menor que a condutividade hidráulica do solo que o compõe, para três tipos de solo diferentes. A partir dos resultados das simulações numéricas os autores perceberam diversos padrões de comportamento, conforme pode ser visto na Figura 21.

Figura 21: Padrões de comportamento de infiltração encontrados por Santos e Villar (2004).



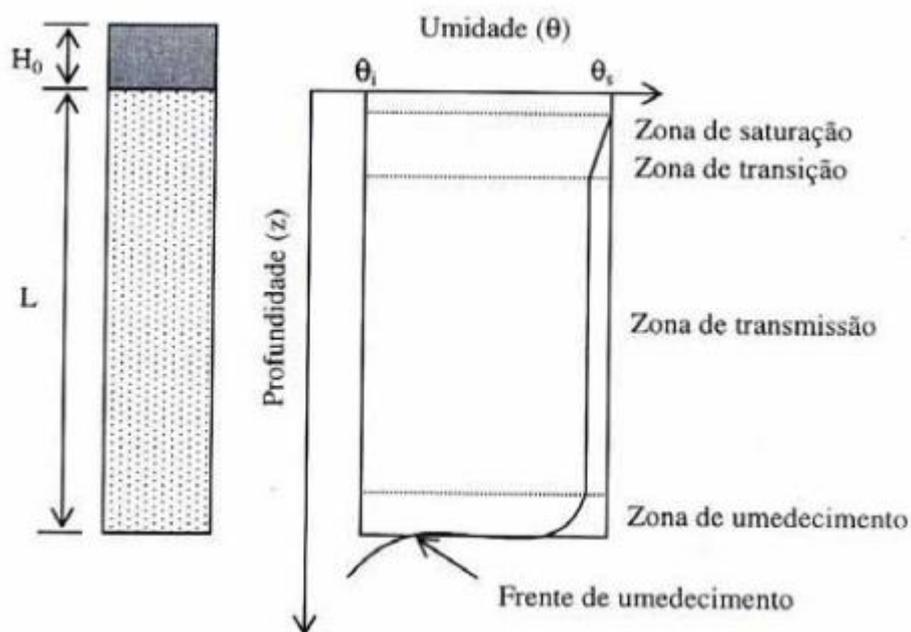
Fonte: Santos e Villar (2004).

Percebe-se que há uma diferença nos perfis de sucção em função da relação entre i e k_{sat} . SANTOS e VILLAR (2004) dividiram os comportamentos do fluxo em quatro perfis (Figura 21):

- Perfil tipo 1 ($i > k_{sat}$): ocorre a saturação da superfície e a frente de umedecimento é bem definida. Ocorre em solos arenosos;
- Perfil tipo 2 ($i > k_{sat}$): ocorre a saturação da superfície, mas a frente de umedecimento não é bem definida (umedecimento não é uniforme). Ocorre em solos finos;
- Perfil do tipo 3 ($i < k_{sat}$): Não ocorre a saturação da superfície e a frente de infiltração pode ser uniforme ou não. Ocorre em todo o tipo de solo;
- Perfil do tipo 4: Elevação do lençol freático;

Brandão et al. (2004, apud Soares, 2005) mostraram um perfil de umidade típico (Figura 22) que ocorre quando o solo está sujeito a uma carga hidráulica na superfície (empoçamento superficial) que pode ser produzido quando $i > k_{sat}$.

Figura 22: Perfil de umidade típico em solos sujeitos a carga hidráulica na superfície



Fonte: Brandão et al. (2004) apud Soares (2005)

Da figura 22, notam-se quatro zonas distintas acima da frente de umedecimento:

- Zona de saturação: Localizada imediatamente abaixo da superfície do solo, sendo uma camada estreita em que o solo está saturado.
- Zona de Transição: região com espessura constante caracterizada por um decréscimo da umidade

- c) Zona de Transmissão: Diferente das camadas anteriormente citadas, esta zona aumenta a espessura com o tempo. Possui um teor de umidade praticamente constante e menor do que o teor de umidade saturado
- d) Zona de umedecimento: Camada estreita com grande redução da umidade com aumento da profundidade.

A principal observação que pode ser feita a partir da Figura 22 é que a frente de umedecimento não é saturada. A zona de transmissão, por exemplo, que possui uma espessura maior com relação às outras zonas, tem teor de umidade inferior ao saturado. O uso do termo frente de saturação, parece inválido, sendo mais correto utilizar frente de umedecimento.

3 Área de estudo

3.1 Geomorfologia do litoral oriental do RN

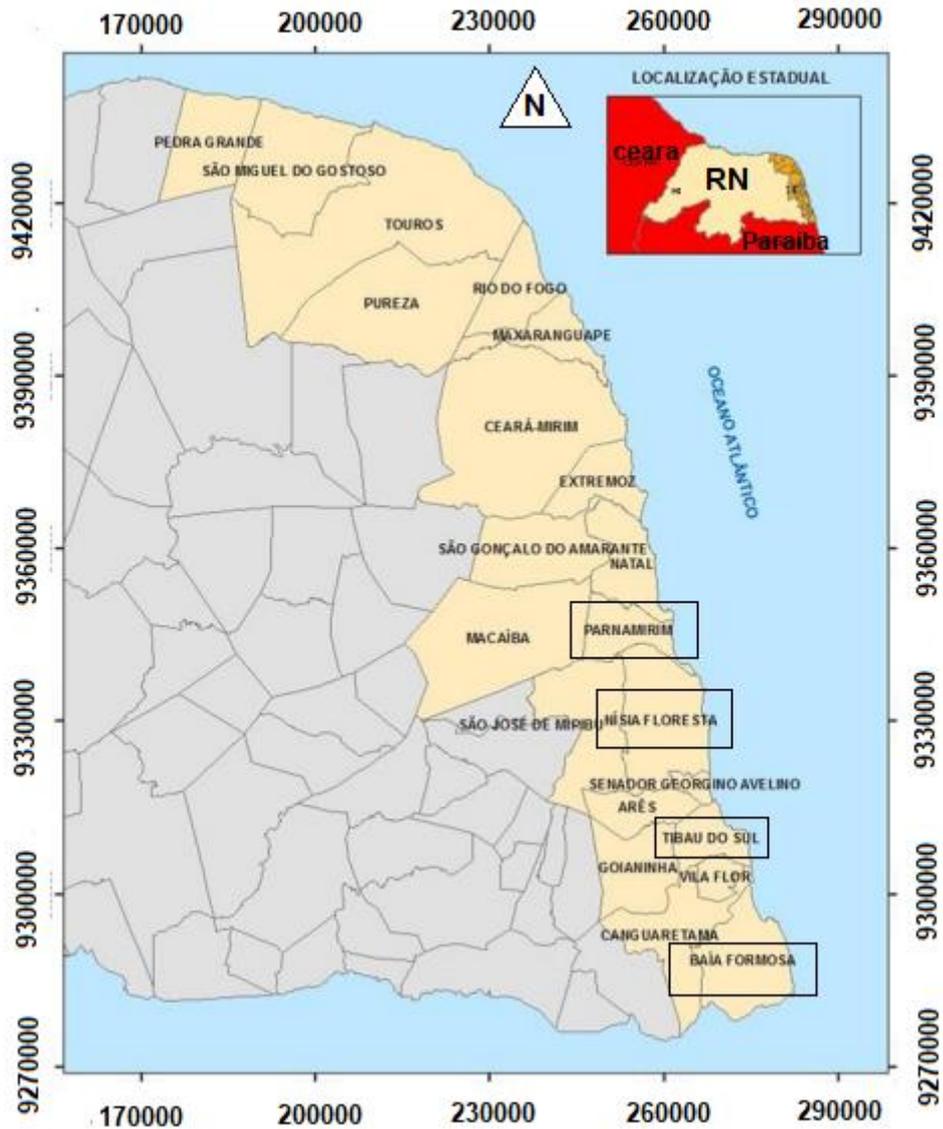
A diversidade das características de uma região, principalmente a geologia, geomorfologia e o comportamento dos materiais, são de grande importância para o entendimento dos processos erosivos e movimentos de massa atuantes na região.

O litoral oriental do RN apresenta direção Norte-Sul, limitado ao sul pelo Rio Sagi (Município de Baía Formosa) e ao norte pela Ponta do Calcanhar, que fica no município de Touros (Amaro et al., 2012 apud Silva,2019). Esse trecho apresenta cerca de 166 km de extensão, em que 101 km são de praias arenosas planares estreitas e 65 km de falésias ativas da Formação Barreiras (Muehe, 2006 apud Silva,2019).

Os elementos de relevo predominante são as planícies, os campos de dunas e os tabuleiros costeiros (chapadões). Os tabuleiros costeiros são compostos por sedimentos da Formação Barreiras. As bordas dos tabuleiros, em contato com o mar, produzem falésias de até 60 metros de altura. As falésias foram formadas pela ação erosiva do mar no material.

Diferentes trechos do litoral oriental do RN foram estudados, principalmente as áreas com ocupação humana: Tibau do Sul (Santos Jr. et al., 2006; Severo, 2005; Severo 2011; Ribeiro, 2015); Baía Formosa (Souza Jr, 2013); Parnamirim (Barbosa, 2017 e Taquez, 2017) e Praia de Tabatinga em Nísia Floresta (Silva,2019). A Figura 23 mostra o litoral do RN com a identificação das principais áreas estudadas.

Figura 23: Litoral oriental do RN.

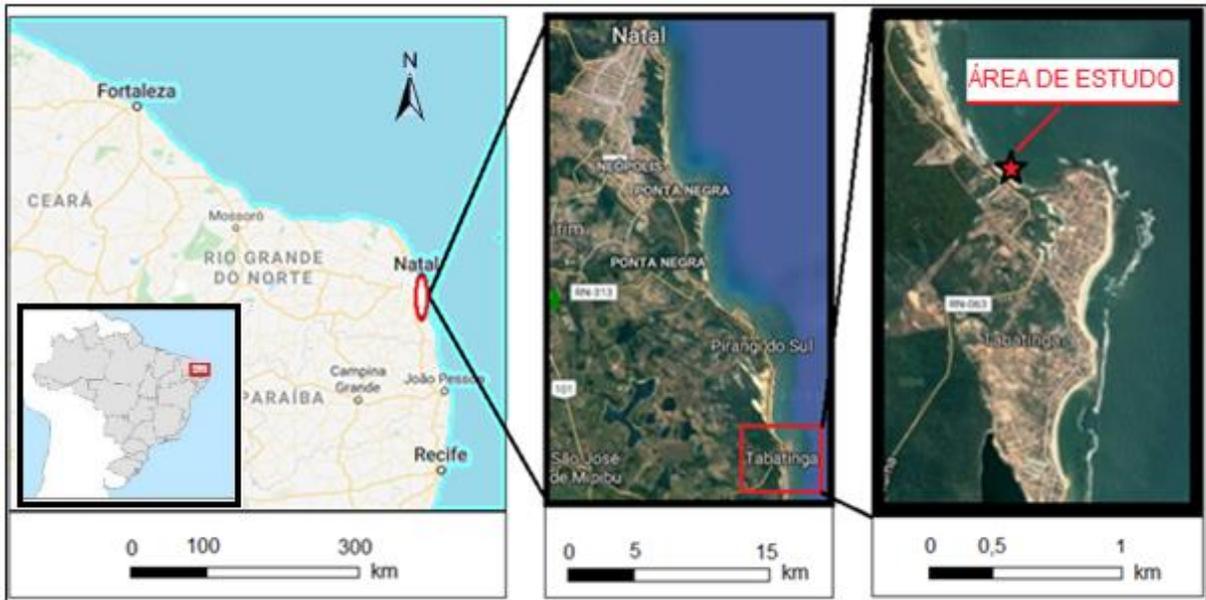


Fonte: Autor.

3.2 Localização da Área de estudo.

A Praia de Barra de Tabatinga está localizada no litoral do estado do Rio Grande do Norte (Figura 24) no município de Nísia Floresta, que fica a 45 km da capital Natal. A região apresenta falésias da Formação Barreiras com altura em alguns pontos alcançando até 40 metros. Em alguns trechos, as falésias estão sobrepostas por dunas e vegetação.

Figura 24: Localização da área de estudo (coordenadas UTM: E266640 N9330678).



Fonte: Autor.

Um dos principais motivos para a escolha da área estudada foi a identificação de ocorrência de movimentos de massa recentes na falésia. Sendo essa área ocupada por empreendimentos relacionados ao turismo.

3.3 Descrição da área de estudo.

O trecho em falésia estende-se por uma faixa de aproximadamente 1 km ao longo da praia de Tabatinga. Silva (2019) realizou o reconhecimento da área utilizando um drone, com o objetivo de identificar melhor a ocupação do solo e áreas vegetadas. Além disso, informações como altura média das falésias, perfis típicos e críticos, morfologia, estratigrafia da formação e reconhecimento dos processos erosivos foram adquiridas por meio de imagens frontais das falésias.

Silva (2019) dividiu a falésia em 6 pontos, com o intuito de melhor caracterizá-la através das imagens obtidas pelo drone. As localizações dos pontos são mostradas na Figura 25.

Figura 25: Identificação dos pontos numerados de 1 a 6. Trecho em falésia de aproximadamente 1 km na praia de Barra de Tabatinga/RN.



Fonte: Silva (2019).

A Figura 26 mostra o trecho entre os pontos 2 e 3. A imagem evidencia o perfil típico da área estudada, cuja inclinação é de aproximadamente 90° . Observa-se, através da coloração, a presença de três camadas distintas: solo da base, solo do meio e solo do topo. A camada da base, em alguns trechos, é protegida das ações das ondas por blocos de arenitos ferruginosos. Essa proteção natural é oriunda de movimentos de massa ocorridos no maciço da própria falésia.

A Figura 27 (trecho referente ao ponto 3) mostra a curta distância dos estabelecimentos comerciais e da via de acesso (RN-063) da borda da falésia. Observa-se que uma ruptura recente de grandes proporções ocorreu no ponto 3, entre dezembro de 2018 e janeiro de 2019. Esse movimento de massa foi analisado através de retroanálise probabilística por Silva (2019). O ponto 3 foi considerado por Silva (2019) como trecho crítico devido principalmente a incidências recentes de movimento de massa.

Figura 26: Foto do Trecho da Falésia entre os pontos 2 e 3.



Fonte: Silva (2019).

Figura 27: Foto frontal do trecho da falésia localizada no ponto 3.



Fonte: Silva (2019).

A Figura 28 mostra mais um trecho crítico, entre os pontos 4 e 5. Observa-se uma maior intervenção humana devido a presença de estabelecimentos comerciais situados no limite da falésia.

Figura 28 : Foto do trecho da Falésia entre os pontos 4 e 5.



Fonte: Silva (2019).

O trecho da falésia no ponto 5 (Figura 29) possui uma maior área vegetada e menor intervenção humana nas bordas das falésias.

Figura 29: Foto do trecho da falésia no ponto 5.



Fonte: Silva (2019).

No final da falésia (Ponto 6), observa-se um acúmulo de blocos de arenitos oxidados e uma presença considerável de imóveis, conforme mostra a Figura 30.

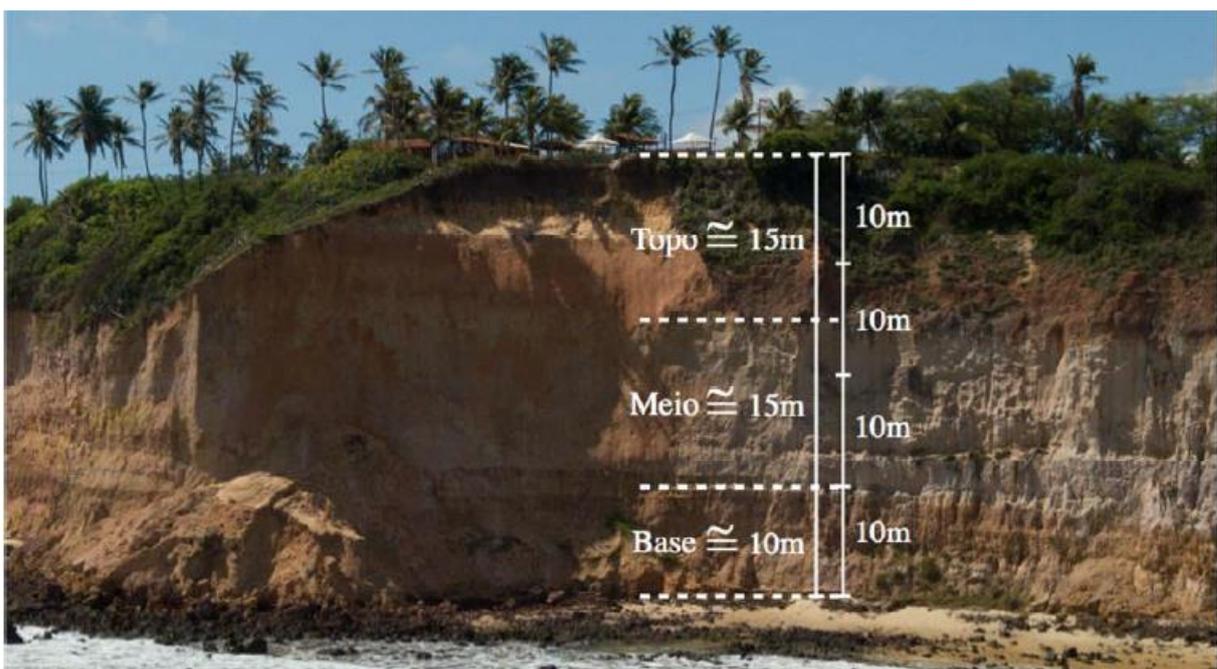
Figura 30: Foto do trecho da falésia no ponto 6.



Fonte: Silva (2019).

Silva (2019) determinou, através do barômetro interno do drone e do registro fotográfico, a altura média em trechos da falésia da área estudada. A Figura 31 mostra a altura de cada camada que forma a falésia, na posição onde foram encontrados indícios de movimentos de massa de maiores proporções (ponto 3). A altura total nesse ponto é de 40 metros. Esses dados serão tomados como base para a modelagem das análises de estabilidade desta pesquisa.

Figura 31: Falésia na posição onde houve ruptura com indicação da altura das camadas.



Fonte: Silva (2019).

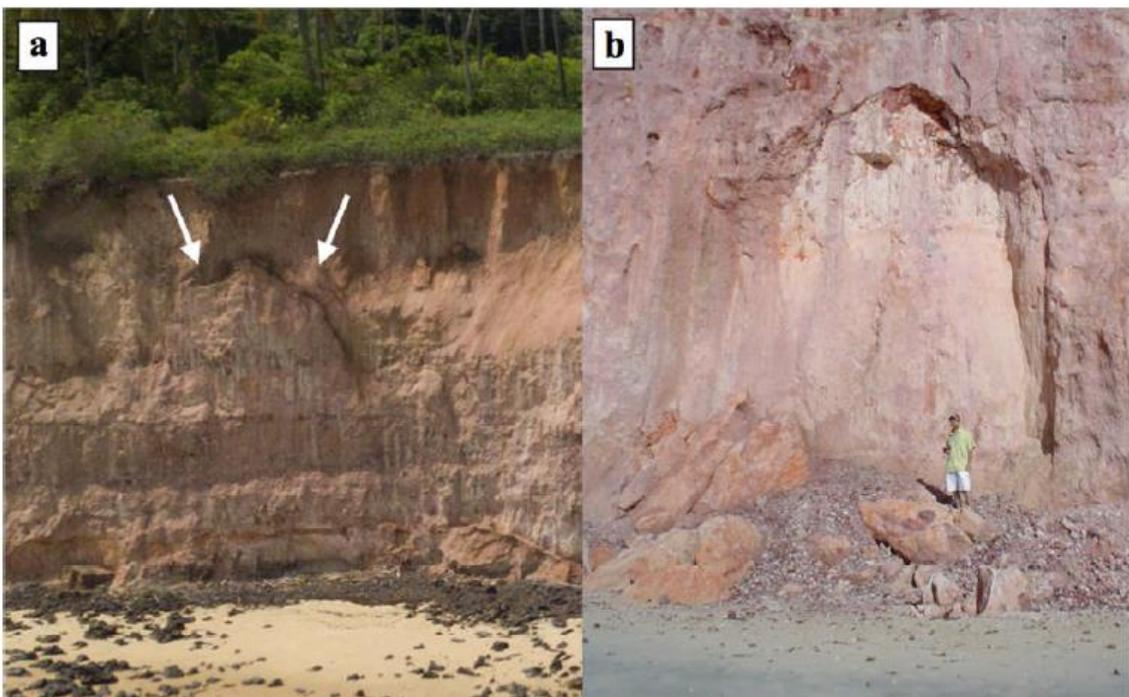
Segundo Silva (2019), a falésia da praia de Barra de Tabatinga/RN está em processo de recuo e os movimentos de massa observados na área estão diretamente associados a ocorrência de fortes chuvas. As chuvas promovem o aumento do grau de saturação do maciço e consequentemente a redução da resistência ao cisalhamento, devido a diminuição da sucção.

Silva (2019) observou, no topo da falésia, a formação de sulcos, ravinas e voçorocas, principalmente nas regiões sem cobertura vegetal. Essas cavidades são formadas pela erosão pluvial, nas quais contribuem com o processo de recuo da falésia.

A falésia também apresenta fendas de tração, que potencializam a ocorrência de movimentos de massa, como quedas de blocos e tombamentos, principalmente se estiverem preenchidas por água (Silva, 2019). Esse comportamento é observado nas análises realizadas por Taquez (2017), que estudou a influência de fendas de tração na falésia da Barreira do Inferno, em Parnamirim/RN.

O desenvolvimento de fendas de tração é comum tanto na área de pesquisa, quanto em outras áreas que a Formação Barreiras está presente. A Figura 32 compara um bloco na iminência de romper (Figura 32.a), com um movimento de massa ocorrido em Tibau do Sul/RN (Figura 32.b), provavelmente devido a existência de fenda de tração.

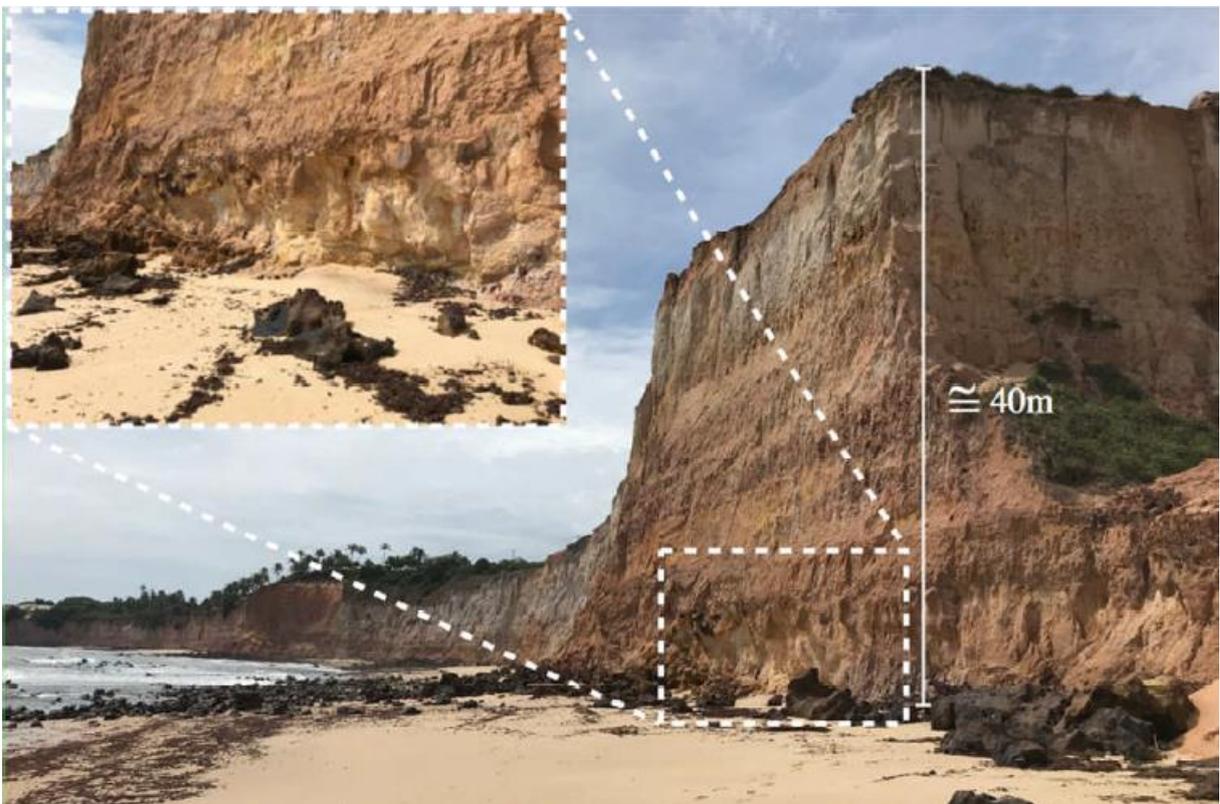
Figura 32: Repetição de mecanismos de ruptura nas falésias da Formação Barreiras, por meio do desenvolvimento de fendas de tração. a) Formação de fenda de tração Praia de Tabatinga/RN; b) Foto de deslocamento de bloco em Tibau do Sol/RN.



Fonte: Silva (2019).

Outro fator que influencia no processo de instabilização é a erosão basal pela ação das ondas, que provoca a remoção de material no pé da falésia. Nos trechos em que o mar alcança a falésia e a base da encosta não está protegida por blocos de arenito, as ondas incidem diretamente, formando as incisões basais. Essas incisões geralmente causam queda de blocos e tombamentos, tanto na parte superior, como na zona diretamente acima da incisão. A Figura 33 exemplifica uma região (Ponto 1) que apresenta incisão basal na praia de Barra de Tabatinga/RN.

Figura 33: Formação de incisão basal na falésia da praia de Barra de Tabatinga/RN.



Fonte: Silva (2019).

Barbosa et al (2017) realizou análises de tensão *versus* deformação também na falésia do Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno. De acordo com as análises, há um aumento da inclinação do maciço e uma mudança nas tensões do solo na região adjacente á incisão, destacando o surgimento de esforços de tração. Com o aumento da frente de umedecimento, nota-se, nas análises, valores mais expressivos de tensões de compressão e tração. Os resultados indicam que a falésia se torna mais instável com o aumento da incisão basal.

4 Estudo das propriedades geotécnicas dos solos que compõe a falésia

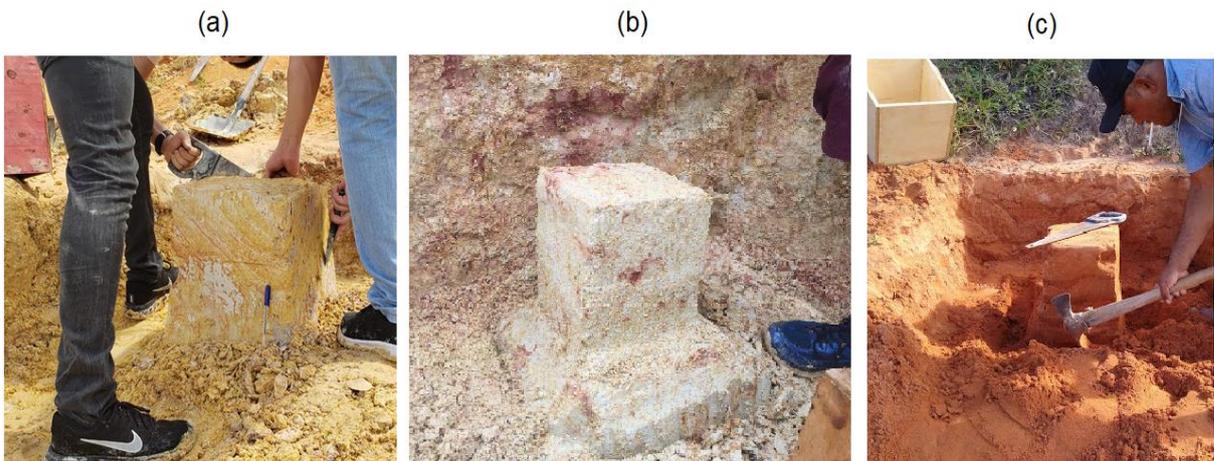
4.1 Coleta das Amostras

Inicialmente foi realizada uma visita com intuito de escolher pontos para coleta das amostras que representassem as três camadas observadas. Percebeu-se uma dificuldade para extrair amostras na camada de meio, que é de difícil acesso, no entanto, em alguns trechos, o material de coloração branca, que constitui predominantemente a camada do meio, aflora na camada de base, possibilitando então a sua extração.

Foram coletadas três amostras indeformadas: A primeira (AM-01) foi extraída da camada de base; a segunda (AM-02), que é representativa da camada do meio da falésia, também foi retirada na base; e a terceira (AM-03) foi extraída da camada de topo. A coleta de amostras indeformadas foi necessária, principalmente, para o estudo das propriedades de resistência dos solos na condição natural.

O procedimento para a extração seguiu as recomendações da NBR 9604 (ABNT, 2016). As amostras foram coletadas no formato cúbico com 30 cm de aresta e transportadas para o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN, onde foram armazenadas para posteriormente serem ensaiadas. A Figura 34 mostra imagens referentes a coleta das três amostras. A Tabela 2 apresenta as coordenadas UTM, referente a Zona 25M, dos locais onde as amostras foram coletadas.

Figura 34: Coleta das amostras. a) AM-01; b) AM-02; c) AM-03



Fonte: Autor.

Tabela 2: Coordenada dos pontos onde as amostras foram coletadas.

Amostra	Coordenadas E	Coordenadas N	Altitude (m)
AM-01 (base)	266640	9330678	4
AM-02 (meio)	266693	9330597	2
AM-03 (topo)	266698	9330610	43

Fonte: Autor.

A amostra AM-01 é bastante heterogênea de coloração predominantemente amarelada, possuindo alguns pontos com cores branca e roxa (Figura 35)

Figura 35: Amostra indeformado AM-01.



Fonte: Autor.

A amostra AM-02 se apresentou com coloração branca-acinzentada com pontos amarelados e veios avermelhados (Figura 36).

Figura 36: Amostra indeformado AM-02.



Fonte: Autor.

Já a amostra AM-03 mostrou-se mais homogênea com uma coloração avermelhada e de fácil desagregação. (Figura 37)

Figura 37: Amostra indeformado AM-03.



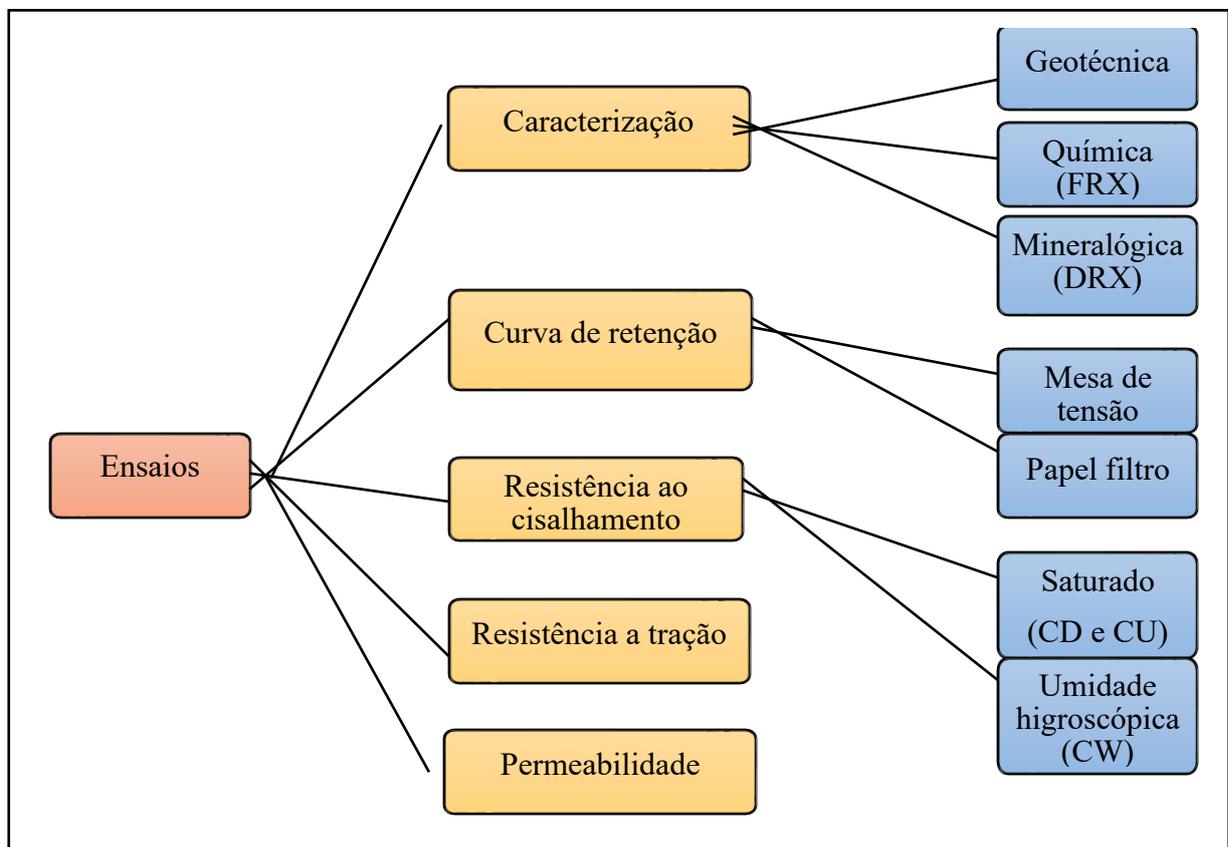
Fonte: Autor.

4.2 Metodologia dos ensaios realizados

O desenvolvimento experimental aplicado a esta pesquisa englobou cinco etapas (Figura 38). A primeira compreendeu a caracterização geotécnica, química e mineralógica das amostras. A segunda consistiu na determinação da curva de retenção para valores baixos e altos de sucção. A terceira consistiu na realização dos ensaios de compressão triaxial, para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos na condição saturada (ensaios adensados e não drenados CU – Consolidated Undrained e ensaios drenado CD – Consolidated Drained) e na condição não saturada com umidade higroscópica (CW). A quarta etapa compreendeu a determinação da resistência a tração através do ensaio de compressão diametral em diferentes teores de umidade. A quinta e última etapa se deu com a determinação do coeficiente de permeabilidade vertical na condição saturada (k_v). A Tabela 3 apresenta o quantitativo dos ensaios realizados.

Os ensaios foram executados com o objetivo de melhor entender o comportamento de resistência dos solos na condição saturada e não saturada e alimentar as análises de estabilidade posteriormente executadas.

Figura 38: Fluxograma dos ensaios realizados.



Fonte: Autor.

Tabela 3: Quantitativo dos ensaios realizados

Ensaio		Quantidade			
		AM-01	AM-02	AM-03	Total
Caracterização geotécnica	Granulometria conjunta	1	1	1	3
	Limite de Liquidez	1	1	1	3
	Limite de plasticidade	1	1	1	3
	Massa específica dos sólidos	1	1	1	3
	Crumb Test	1	1	1	3
Caracterização Química (FRX)		1	1	1	3
Caracterização Mineralógica (DRX)		1	1	1	3
Curva de retenção	Mesa de tensão	4	4	4	12
	Papel filtro	24	24	8	56
Compressão triaxial	CD	4	3	4	11
	CU	4	3	4	11
	CW	4	3	4	11
Compressão diametral		6	5	5	16
Permeabilidade		1	1	1	3

Fonte: Autor.

4.2.1 Caracterização geotécnica, química e mineralógica

A caracterização geotécnica compreendeu os ensaios de granulometria conjunta, massa específica dos sólidos, limites de consistência e avaliação da dispersibilidade em água (*Crumb test*). A caracterização química e mineralógica foi feita através dos ensaios de Fluorescência de Raios X (FRX) e Difração de Raios X (DRX), respectivamente.

Os ensaios de caracterização seguiram inicialmente as recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016). A preparação das amostras se deu com secagem prévia ao ar, destorroamento das amostras e posterior homogeneização, com exceção do *Crumb Test*, em que foram usados torrões indeformados.

4.2.1.1 Caracterização geotécnica

A análise granulométrica conjunta proporcionou a determinação da distribuição granulométrica das partículas por meio de dois procedimentos básicos: peneiramento fino e sedimentação. O peneiramento grosso não foi necessário, pois nenhuma das amostras apresentava fração pedregulho. O ensaio foi realizado conforme procedimentos constantes na norma NBR 7181 (ABNT, 2016), em que inicialmente colocou-se 70g do material em um Becker contendo 125 ml de defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio) durante um período de 24h e, logo em seguida, realizou-se os processos de sedimentação e peneiramento fino.

A determinação da massa específica dos sólidos (ρ_s) foi feita através do método do picnômetro, respeitando-se os procedimentos determinados pela NBR 6508 (ABNT, 1984). Utilizou-se um picnômetro de 500 ml, com cerca de 60g de cada amostra. O ensaio foi repetido duas vezes com amostras distintas, obtendo-se com resultado a média dos dois valores encontrados. Os valores obtidos foram corrigidos para a temperatura de 20°C.

O ensaio de limite de liquidez (LL) foi executado manualmente com o auxílio do aparelho de Casagrande, seguindo-se os procedimentos da NBR 6459 (ABNT, 2016). O limite de plasticidade (LP) foi determinado por meio da moldagem de cilindro em placa de vidro fosco, de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016).

Avaliou-se a dispersibilidade dos solos em água através do ensaio de *Crumb Test*. O procedimento do ensaio é descrito na NBR 13601 (ABNT, 1996), onde se atribui um grau, conforme a susceptibilidade à dispersão observada. O ensaio consistiu, basicamente, na imersão total de um torrão esférico de solo com diâmetro de 10mm em um becker contendo água destilada, onde se observou a desintegração do torrão com o tempo.

4.2.1.2 Caracterização química

O ensaio de Fluorescência de Raios-X (FRX) foi executado para conhecimento dos óxidos presentes e suas porcentagens na fração fina. O ensaio foi realizado no laboratório de Engenharia de Materiais da UFRN com auxílio do equipamento Shimadzu EDX-720. Todas as amostras foram, previamente, peneiradas na peneira de 0,075mm de abertura, de forma que apenas o material passante fosse ensaiado.

4.2.1.3 Caracterização mineralógica

A difração de raios-X foi realizada no laboratório de Engenharia de Materiais da UFRN, em equipamento Shimadzu XRD-7000. As especificações de Raios-X utilizadas foram de cobre, 30 kV e 15 mA, com ângulos entre 5° e 80° e passo de 1° por minuto. Todas as amostras foram, previamente, peneiradas na peneira de 0,075mm de abertura, de forma que apenas o material passante fosse ensaiado.

4.2.2 Determinação da Curva de retenção

Foi utilizado a técnica de mesa de tensão para aplicar valores de sucção de até 30 kPa e o papel filtro em contato com o solo para medir valores mais elevados de sucção matricial. A sucção total foi medida apenas através da técnica de papel filtro, o qual foi mantido sem contato com o solo durante todo o ensaio.

Para ambas as técnicas (mesa de tensão e papel filtro) foram utilizados corpos de provas moldados das amostras indeformadas com ajuda de anéis de PVC com diâmetro em torno de

5cm e altura variando entre 2cm e 3cm. O processo de moldagem foi realizado de forma a manter a estrutura original do solo. A Figura 39 mostra corpos de provas (CP's) da AM-01 moldados nos anéis de PVC. Todos os CP's ensaiados tiveram seus índices físicos pré-determinados.

Figura 39: CP's indeformados moldados em anéis de PVC para serem usados nas técnicas de mesa de tensão e papel filtro.

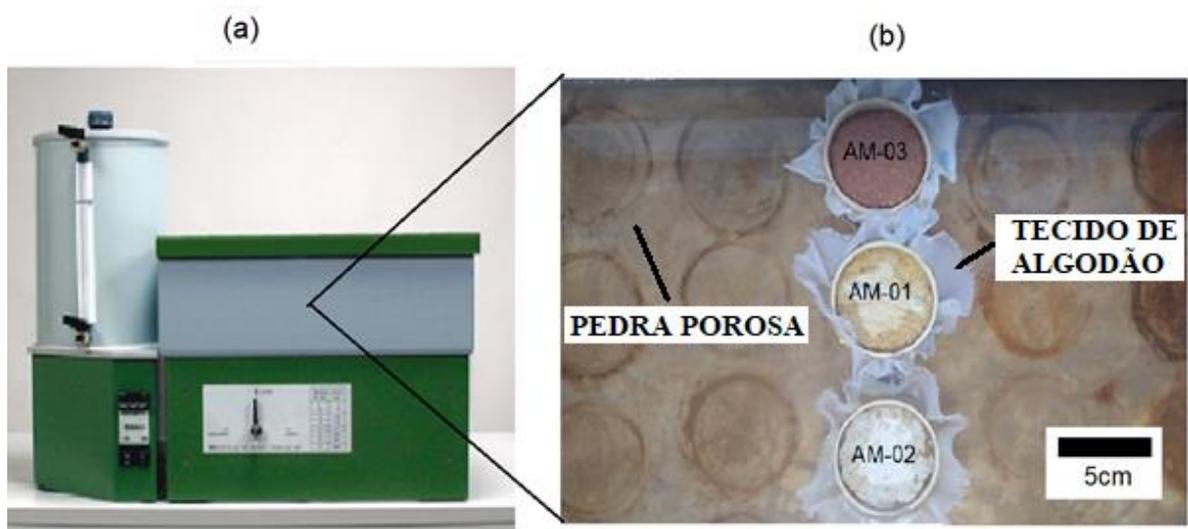


Fonte: Autor.

4.2.2.1 Mesa de tensão

Os ensaios de mesa de tensão foram realizados no Laboratório de Análise de Solo, Água e Plantas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA). Inicialmente os CP's foram saturados por capilaridade na própria mesa de tensão durante 24 horas. Foi colocado um tecido de algodão no fundo dos CP's para evitar a perda de material durante o ensaio. A Figura 40 mostra a mesa de tensão utilizada na pesquisa e a etapa de saturação por acessão capilar.

Figura 40: Mesa de tensão e etapa de saturação. a) Mesa de tensão; b) Etapa de saturação.



Fonte: Autor.

A medida da retenção de água para baixas sucções é feita submetendo as amostras de solo previamente saturadas a determinados potenciais de tensão, até cessar a drenagem da água

retida nos poros. Determina-se então a umidade da amostra por gravimetria. A remoção de água dos poros do solo até uma determinada sucção controlada foi feita por meio da aplicação de uma diferença de potencial gerada por uma bomba de vácuo. A diferença de potencial é aplicada diretamente na pedra porosa, que foi previamente saturada juntamente com os CP's (Figura 40).

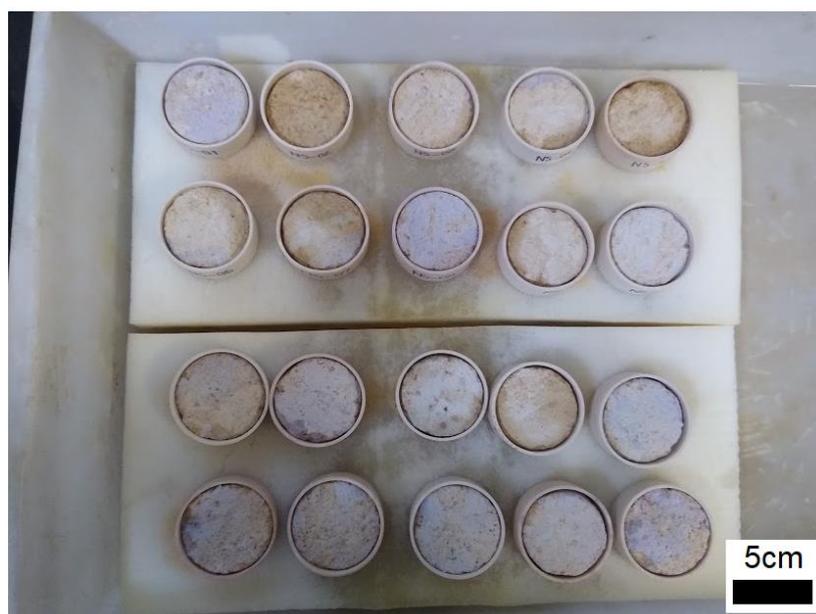
Os valores de sucção aplicados as amostras foram de 0 kPa; 1 kPa; 10 kPa e 30 kPa. Foi ensaiado um CP por amostra para cada sucção, totalizando 4 CP's por amostra. Os CP's ficaram submetidos a cada estágio de sucção durante dois dias, que foi o tempo necessária para ocorrer o equilíbrio e a drenagem da água. Após o equilíbrio, determinou-se a umidade dos CP's pelo método da estufa.

4.2.2.2 Papel filtro

Esse ensaio foi executado levando em consideração a metodologia proposta por Marinho (1994) e a norma americana ASTM D 5298-03 (2010). O papel utilizado foi o do tipo Whatman N° 42.

Para execução desse ensaio, foram moldados 24 CP's da amostra AM-01, 24 CP's da amostra AM-02 e 8 CP's da amostra AM-03. Em seguida os CP's foram colocados durante um dia sobre uma espuma porosa parcialmente submersa em água com o intuito de promover o umedecimento dos CP's por capilaridade. O umedecimento prévio é necessário para evitar o efeito de histerese, sendo determinado nesse trabalho a curva de retenção referente ao trecho de secagem. A Figura 41 mostra o umedecimento prévio por capilaridade da AM-01.

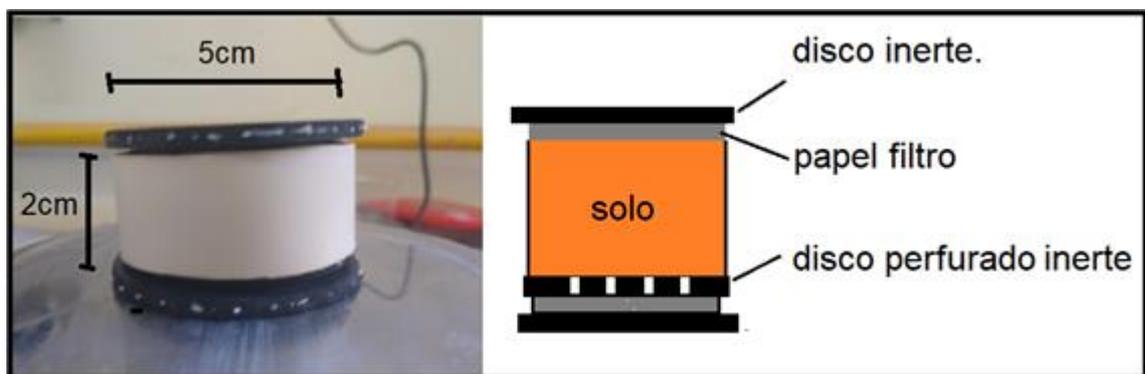
Figura 41: Umedecimento por capilaridade para os ensaios de papel filtro.



Fonte: Autor

Finalizada a etapa de umedecimento, os corpos de prova foram colocados para secar ao ar livre até que eles atingissem massas estabelecidas referentes a teores de umidade pré-determinados. Ao atingir essa massa, cada um dos corpos de prova foi configurado de forma a medir sucção matricial e sucção total. De um lado do CP foi colocado o papel filtro em contato com solo para medir a sucção matricial, enquanto do outro lado, o papel filtro foi mantido afastado do solo através do uso de um separador plástico perfurado (Figura 42). Após a colocação dos papéis, o conjunto foi enrolado com papel filme e papel alumínio e isolado do meio ambiente em uma caixa de isopor (Figura 43).

Figura 42: Configuração utilizada para medição de sucção matricial e total



Fonte: Autor

Figura 43: Corpos de prova isolados do ambiente



Fonte: Autor

O tempo adotado para o equilíbrio da sucção entre o solo e os papéis foi de 15 dias. Alcançado o equilíbrio, a umidade do solo e dos papéis foram determinadas. Como recomenda Marinho (1994), a umidade dos papéis filtros foi determinada utilizando uma balança analítica de precisão de 0,0001g. De posse dos valores de umidade do papel, foi possível determinar sua sucção, que é igual a sucção do solo devido ao equilíbrio, pela equação de Chandler et al.

(1992). A Equação 40 foi utilizada para o cálculo dos suções para teores de umidade superior a 47%, enquanto a Equação 41 foi para o cálculo referente a teores de umidade inferiores a 47%.

$$\psi = 10^{6,05-2,48 \times \log(W_{PAPEL})} \quad \text{Equação 40}$$

$$\psi = 10^{4,84-0,0622 \times W_{PAPEL}} \quad \text{Equação 41}$$

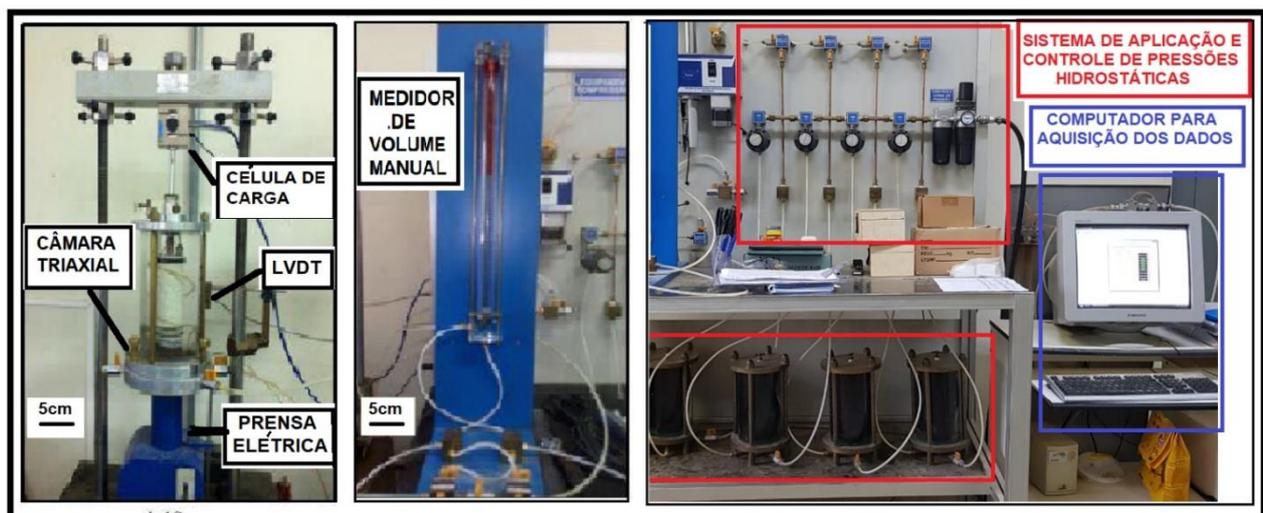
Onde ψ é o valor de sucção calculado e w_{papel} é o teor de umidade do papel filtro.

4.2.3 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de resistência com o solo na condição saturada e não saturada. Na condição saturada foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados (CD) e ensaios consolidados e não drenados (CU). Na condição não saturada foram executados ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados ao ar (CW), com os CP's no teor de umidade higroscópica. Com o resultado desses ensaios, foi possível utilizar o ajuste matemático de Vilar (2006), o qual permite estimar a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado.

O equipamento utilizado nos ensaios de compressão triaxial (Figura 44) consiste em uma prensa elétrica, um medidor de variação de volume manual, um sistema para aplicação e controle de pressões hidrostáticas, LVDT, célula de carga acoplada a uma câmara triaxial e um computador com software que realiza a aquisição dos dados (pressões hidrostáticas, força e deslocamento) e permite controlar a velocidade da prensa.

Figura 44: Detalhes do equipamento utilizado nos ensaios de compressão triaxial.



Fonte: Autor

4.2.3.1 Moldagem dos corpos de prova (CP's)

Nos ensaios de resistência ao cisalhamento foram utilizados CP's cilíndricos com diâmetro e altura em torno de 3,5 cm e 7 cm, respectivamente. Os CP's foram extraídos das

amostras indeformadas tomando cuidado para manter a estrutura original do solo. O formato cilíndrico foi obtido através de um torno de moldagem (Figura 45). O corpo de prova foi fixado no molde e desgastado em movimentos rotacionais com auxílio de uma serra. O diâmetro do CP é garantido de forma uniforme em toda sua altura usando a haste fixa do torno como referência (Figura 45).

Após a moldagem, foram tiradas 5 medidas da altura e 5 medidas do diâmetro do CP, com a finalidade de calcular a altura e diâmetro médio. Os CP's foram pesados e tiveram a sua umidade determinada. De posse dessas informações e da massa específica dos sólidos, os índices físicos iniciais dos CP's foram obtidos.

Figura 45: Moldagem dos CP's cilíndricos para ensaios de compressão triaxial



Fonte: Autor

4.2.3.2 Ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD) e consolidado não drenado (CU).

Ensaios triaxiais convencionais foram realizados para caracterizar a resistência saturada dos solos estudados. Os ensaios CD e CU foram realizados seguindo recomendações das normas americanas ASTM D7181-11 (2015) e ASTM D4767-11 (2011), respectivamente. Os ensaios foram realizados em três etapas: saturação, adensamento e cisalhamento.

Para ambos os ensaios, a etapa de saturação iniciou com uma percolação ascendente através do CP, que tinha o objetivo principal de promover a saturação das mangueiras conectadas a câmara, e prosseguiu com estágios de incrementos de contrapressão. Em cada estágio, a contrapressão e a pressão confinante da câmara foram incrementadas em 50 kPa, sempre mantendo uma diferença de 10 kPa, evitando assim uma possível ruptura indesejada ainda na fase de saturação. O parâmetro B de Skempton foi medido no final de cada estágio. Quando se alcançava um parâmetro B em torno de 95% (geralmente com contrapressão entre 250 e 350 kPa), a etapa de saturação era finalizada e dava-se início ao adensamento.

A etapa de adensamento ocorreu sob carregamento isotrópico com CP's em diferentes níveis de tensão confinante líquida, que é a diferença entre a pressão da câmara e a contrapressão. No adensamento, a variação de volume foi registrada com o tempo seguindo as recomendações da norma americana ASTM D 4186 (1999). Em todas as amostras, observou-se a estabilização do volume e da poropressão em menos de 8 minutos após o início do adensamento, portanto, convenientemente, considerou-se encerrada essa etapa com 30 minutos de duração. Os CP's foram adensados e cisalhados com tensões confinantes líquidas de 50, 100, 200 kPa e 300 kPa, com exceção dos CP's referente a amostra AM-02, em que não foram realizados ensaios com 300 kPa de tensão confinante líquida.

Com os dados de variação de volume com o tempo na etapa de adensamento, a velocidade do cisalhamento máxima foi calculada para os ensaios CD e CU pelas Equações 42 e 43, respectivamente.

$$v = \frac{0.02 * h}{10 * T_{90}} \quad \text{Equação (42)}$$

$$v = \frac{0.02 * h}{10 * T_{50}} \quad \text{Equação (43)}$$

Onde:

v – Velocidade de cisalhamento (mm/minuto);

h – Altura do corpo de prova (mm);

T₉₀ – Tempo relativo a 90% do adensamento (min);

T₅₀ – Tempo relativo a 50% do adensamento (min).

Após os cálculos, adotou-se uma velocidade de 0,04 mm/minuto para os ensaios CD e de 0,11 mm/minuto para os ensaios CU.

Nos ensaios CD, o cisalhamento ocorreu permitindo a drenagem da água dos poros, no qual a variação do volume do CP foi determinada através do medidor de volume manual e a poropressão se apresentou com valor nulo durante todo o cisalhamento. Nos ensaios CU,

diferentemente dos ensaios CD, a drenagem não foi permitida durante o cisalhamento, então volume do CP permaneceu invariável e a variação da poropressão foi medida automaticamente através de um sensor de pressão hidrostática.

4.2.3.3 Compressão triaxial consolidado e drenado na condição de umidade higroscópica (CW)

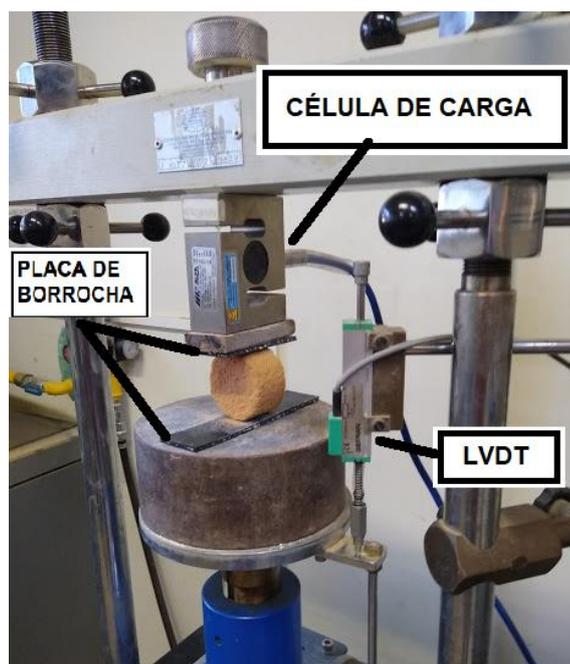
Nesta série de ensaios, foram utilizados CP's secos ao ar até constância de massa. Os corpos de prova foram consolidados e cisalhados de forma análoga aos ensaios CD, de forma que a drenagem do ar era permitida durante o cisalhamento. No entanto, a variação de volume dos CP's não foi quantificada nas etapas de adensamento e cisalhamento, devido a limitações do próprio equipamento.

4.2.4 Ensaios de compressão diametral

Para determinar a resistência à tração do solo, foi realizado o ensaio de compressão diametral (também chamado ensaio Brasileiro), permitindo a obtenção da resistência de forma indireta. Os ensaios foram executados seguindo as recomendações da norma americana ASTM D 3967-95^a (2011).

Corpos de prova indeformados em forma de disco foram moldados com diâmetro em torno de 5 cm e espessura variando entre 2 cm e 3 cm. Eles foram colocados horizontalmente em uma prensa (Figura 46), cujas regiões superior e inferior possuem placas de borracha, que serviram para uniformizar a força transferida aos corpos de prova.

Figura 46: Prensa utilizada para os ensaios de compressão diametral



Fonte: Autor

Foi aplicada uma carga vertical com velocidade constante de 0,5 mm/minuto, mobilizando tensões de tração até a ruptura, caracterizada por o desenvolvimento de uma fissura vertical. A força vertical e o deslocamento foram medidos através de uma célula de carga e um LVDT (Figura 46). A resistência à tração foi então definida da seguinte forma:

$$RT = \frac{2f_n}{\pi DH} \quad \text{Equação 44}$$

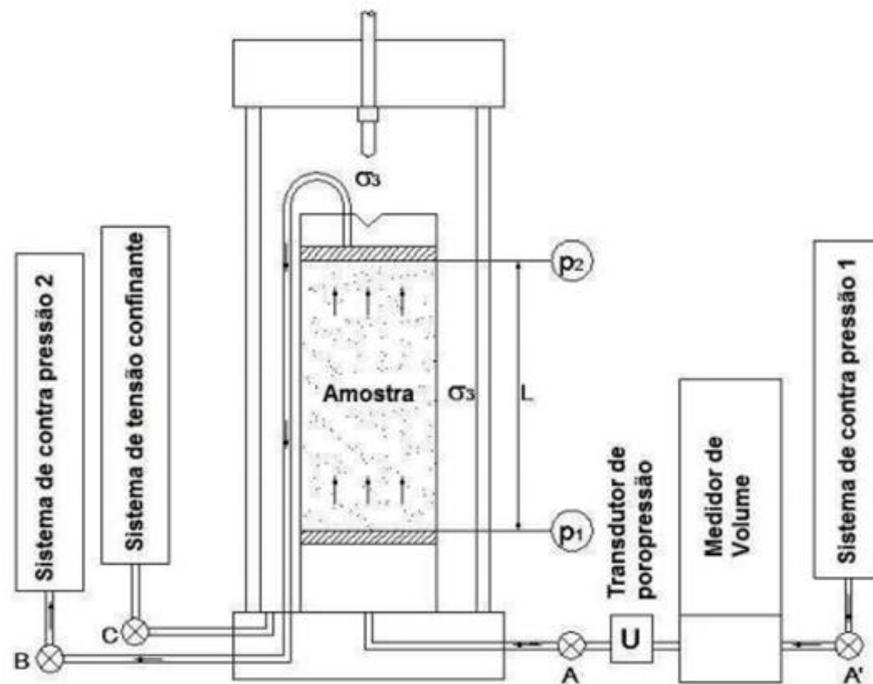
Onde RT é a resistência a tração do CP, f_n é o carregamento vertical no momento da ruptura, D e H são o diâmetro e o comprimento do corpo de prova, respectivamente. Foram ensaiados corpos de provas no teor de umidade higroscópico e em outros teores de umidade (impostos através de acessão capilar e posterior secagem ao ar, semelhantes a metodologia empregada nos ensaios de papel filtro), com o objetivo de compreender melhor a resistência a tração na condição não saturada. Após o período de secagem, os CP's foram pesados e tiveram suas dimensões determinadas para o cálculo dos índices físicos.

4.2.5 Ensaio de permeabilidade.

O ensaio foi executado utilizando a câmara do ensaio de compressão triaxial como um permeâmetro de parede flexível. Cruz (2004) cita que o permeâmetro de parede flexível é mais confiável em função do selamento que a membrana flexível proporciona ao redor de todo o corpo de prova, e por causa de todas as dificuldades encontradas nos ensaios com permeâmetros de parede rígida, é preferível a utilização de permeâmetros de parede flexível.

O ensaio foi executado seguindo recomendações da norma americana ASTM D-5084/90. O equipamento é constituído por uma célula triaxial, em que o corpo de prova é colocado no interior sobre uma base de mesmo diâmetro, entre duas pedras porosas e dois papéis filtros. O confinamento do corpo de prova é garantido através de uma membrana de látex, cujas extremidades são fixadas na base da câmara e no cabeçote superior por meio de *o-rings*. O aparato utilizado na pesquisa possui um sistema de aplicação de pressão na base (p_1) e outro no topo da amostra (p_2), além do sistema de aplicação da tensão confinante (σ_3), um medidor de variação de volume (para medição do volume percolado na amostra) e um transdutor para medição da poropressão (u). O aparato utilizado nessa pesquisa é semelhante ao utilizado por Morandini (2009). A Figura 47 ilustra a configuração do aparato utilizado nos ensaios.

Figura 47: Esquema do aparato utilizado nos ensaios de permeabilidade.



Fonte: Morandini (2009)

Foram moldados CP's indeformados cilíndricos com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A moldagem foi realizada com o torno manual de forma análoga aos ensaios de compressão triaxial. A saturação da amostra iniciou-se com uma percolação ascendente de 5 kPa até atingir um volume de água percolada igual ao dobro do volume de vazios do solo ensaiado. O processo de saturação continuou através de incrementos de contrapressão. Em cada estágio, a contrapressão e a pressão confinante da câmara foram incrementadas em 50 kPa, sempre mantendo uma diferença de 10 kPa, evitando assim uma possível ruptura na fase de saturação. O parâmetro B de Skempton foi medido no final de cada estágio. Quando se alcançava um parâmetro B em torno de 95% (geralmente com contrapressão entre 250 e 350 kPa), a etapa de saturação era finalizada e dava-se início ao ensaio de permeabilidade.

Uma carga hidráulica constante foi imposta ao CP pela diferença entre as pressões em sua base e topo ($p_1 - p_2$). No presente trabalho, foram utilizadas cargas hidráulicas de 3, 5 e 7 kPa resultando em gradientes hidráulicos próximos de 3, 5 e 7 m/m, respectivamente. Para cada gradiente hidráulico foi registrado a variação do volume de água percolado em um determinado intervalo de tempo, determinado assim a vazão para cada gradiente. Por fim, traçou-se um gráfico vazão/(área do CP) *versus* gradiente hidráulico. A inclinação da reta que melhor se ajustou aos pontos foi adotado como o coeficiente de permeabilidade. O coeficiente obtido foi corrigido para temperatura padrão de 20°C.

4.3 Apresentação e análise dos resultados

4.3.1 Caracterização geotécnica, química e mineralógica

4.3.1.1 Caracterização geotécnica

Os valores de massa específica dos sólidos (ρ_s) estão apresentados na Tabela 4. Os resultados mostram que as amostras apresentam valores próximos.

Tabela 4: Valores de massa específica dos sólidos para cada amostra.

Amostra	Massa específica dos sólidos (g/cm ³)
AM-01 (base)	2,66
AM-02 (meio)	2,63
AM-03 (topo)	2,63

Fonte: Autor

Todos os corpos de prova moldados nesta pesquisa tiveram os seus índices físicos determinados. A Tabela 5 mostra os dados referente a massa específica do solo, massa específica seca, massa específica saturada e índice de vazios das três amostras. Observa-se que a amostra da base (AM-01) apresenta o menor índice de vazios médio (0,41) e a amostra do topo (AM-03) possui o maior índice de vazios médio (0,60). A amostra da camada de meio (AM-02) apresenta índice do vazio médio intermediário (0,50).

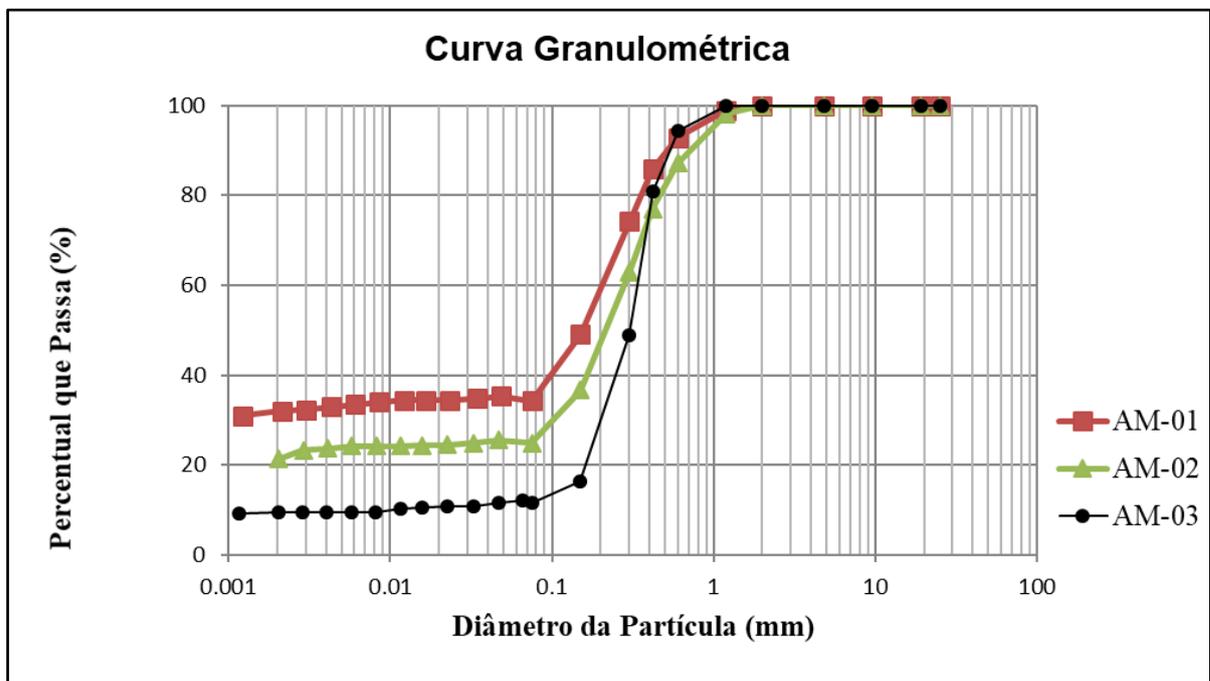
Tabela 5: Valores de massa específica do solo na umidade higroscópica, massa específica seca, massa específica saturada e índice de vazios.

Índice físico		Amostra		
		AM-01	AM-02	AM-03
Massa específica do solo na umidade higroscópica (g/cm ³)	Intervalo	1,78-2,02	1,71- 1,85	1,56 - 1,76
	Média	1,92	1,77	1,66
	Desvio padrão	0,050	0,038	0,054
Massa específica seca (g/cm ³)	Intervalo	1,75 - 1,98	1,70 – 1,84	1,54 - 1,74
	Média	1,88	1,76	1,65
	Desvio padrão	0,048	0,038	0,055
Massa específica saturada (g/cm ³)	Intervalo	2,09 – 2,24	2,05 – 2,14	1,96 - 2,09
	Média	2,17	2,09	2,03
	Desvio padrão	0,030	0,024	0,034
Índice de vazios	Intervalo	0,34 – 0,52	0,43 – 0,55	0,51-0,72
	Média	0,41	0,50	0,60
	Desvio padrão	0,037	0,032	0,057

Fonte: Autor

O Gráfico 3 apresenta as curvas granulométricas e a Tabela 6 apresenta dados obtidos através da interpretação das curvas. Observa-se que as amostras são predominantemente granulares, compostas em sua maior parte por areia média, mas apresentam quantidades de finos (<0,06mm – silte + argila) distintas. A amostra do topo (AM-03) é a que apresenta a menor quantidade de finos (11,60%), possuindo 9,58% de argila. A amostra da base (AM-01) apresenta a maior quantidade de finos (34,28%), possuindo 32,01% de argila. A amostra da camada do meio (AM-02) apresenta quantidade de finos intermediária (24,82%), sendo 21,26% de argila. Por ser bastante granular, foi possível calcular para a amostra AM-03 o coeficiente de não uniformidade (CNU) e coeficiente de curvatura (CC) da sua curva granulométrica, sendo encontrados valores de CNU= 32,70 e CC = 10,10.

Gráfico 3: Curvas granulométricas das amostras estudadas.



Fonte: Autor

Tabela 6: Resultados do ensaio de granulometria conjunta. D_x – Diâmetro correspondente a x % do material passante.

Amostra	Areia (%)			Finos (%)		D_{60} (mm)	D_{50} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)
	Grossa	Média	Fina	Silte	Argila				
AM-01	7,1	35,4	23,2	2,3	32,0	0,22	0,160	-	-
AM-02	12,8	41,7	20,6	3,6	21,3	0,29	0,180	0,10	-
AM-03	5,8	67,2	15,4	2,0	9,6	0,36	0,300	0,20	0,011

Fonte: Autor

A Tabela 7 mostra os valores de Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP), Índice de Plasticidade (IP) e o Índice de Atividade (IA) das amostras.

Tabela 7: Valores de LL, LP, IP e IA.

AMOSTRA	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IA
AM-01	25	19	6	0,19
AM-02	18	15	3	0,14
AM-03	NL	NP	-	-

Fonte: Autor

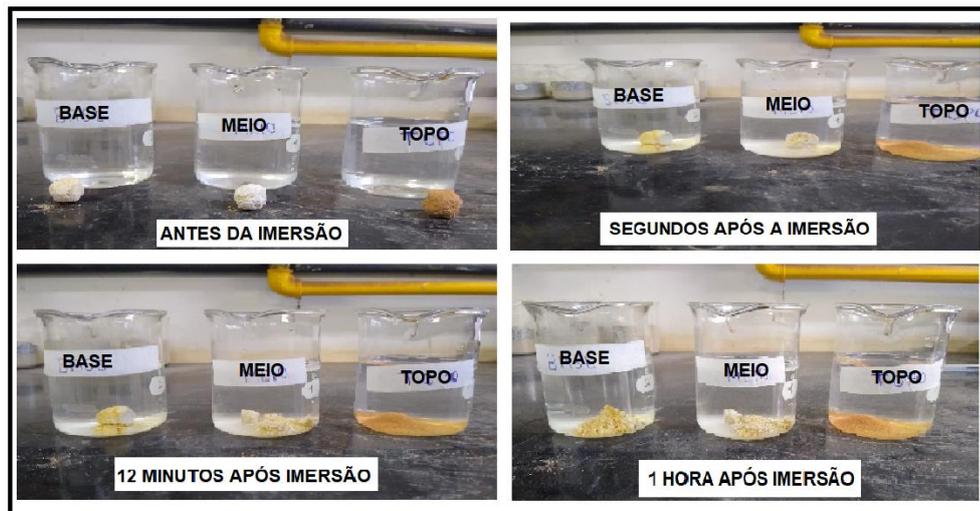
A amostra AM-03 não apresentou plasticidade. As amostras AM-01 e AM-02 apresentaram valores baixos de IP e baixos valores de índice de atividade da argila, sendo a fração argila classificada como inativa. A amostra AM-01 apresentou os maiores valores de LL, LP, IP e IA.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), as amostras AM-01, AM-02 e AM-03 são classificadas como de comportamento similar ao de uma areia siltoargilosa (SM-SC), areia siltosa (SM) e areia mal graduada (SP), respectivamente.

Santos Jr., Coutinho e Severo (2015) realizaram uma análise conjunta de trabalhos da literatura que abordam solos da Formação Barreiras no Rio Grande do Norte. Os materiais foram classificados, principalmente, como SC e plasticidade variando entre média e baixa. Também foram identificados, em menor proporção, areia siltosa (SM), areia siltoargilosa (SM-SC), argila de baixa plasticidade (CL), silte de baixa plasticidade (ML) e pedregulho argiloso (GC). Todas as amostras apresentaram limite de liquidez menor que 50% e índice de plasticidade máximo de 20% e valores de índice de atividade da argila (IA) menores do que 0,75. Conclui-se que nesse contexto, os solos estudados nessa pesquisa apresentaram características similares a outros materiais da Formação Barreiras estudados anteriormente.

Para avaliar a dispersão em água dos solos, foram realizados ensaios de *Crumb Test* (Figura 4.14). O material proveniente da base sofreu pequenas desintegrações nos primeiros segundos, desintegrando-se totalmente com 1 hora de ensaio. A amostra da camada do meio se desintegrou totalmente de forma uniforme durante o período 12 minutos. Já a amostra do topo, desintegrou-se rapidamente nos primeiros segundos. Durante às 24 horas de observação, verificou-se a não existência de partículas em suspensão em água. As partículas das 3 amostras se desagregaram atingindo o fundo do becker sem apresentar nuvens causadas por coloides em suspensão. Assim, todas as amostras se mostraram com comportamento não dispersivo e foram classificadas como grau 1, segundo a NBR 13601 (ABNT, 1997). O resultado encontrado é similar ao exposto no trabalho de Barbosa (2017), que executou ensaios de *Crumb Test* em solos da Formação Barreira do litoral do estado do Rio Grande do Norte.

Figura 48: Ensaio de imersão total (Crumb Test).



Fonte: Autor.

4.3.1.2 Caracterização química

A Tabela 8 sintetiza os resultados dos ensaios de Fluorescência de Raios X (FRX) realizados na fração fina (<0,075mm) das amostras estudadas. Os maiores percentuais de óxidos identificados foram óxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3). Também foram identificados percentuais de menor expressão dos óxidos de zircônio e de titânio. No geral, as amostras apresentaram composição química relativamente semelhante. A partir desses resultados, foi calculada a relação sílica/sesquióxido (Kr) para a fração ensaiada, que resultou em Kr de 1,38; 1,13 e 0,86 para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente. De acordo com Winterkorn e Fang, (1991), materiais com Kr inferior a 2 indica a ocorrência de laterização. Assim, os materiais analisados podem ser classificados como materiais lateríticos. Esses resultados estão em concordância com os estudos da Formação Barreiras no litoral do RN realizados por Chaves (1979) e Freire, (2019).

Tabela 8: Resultado dos ensaios de FRX.

AMOSTRA	PERCENTUAL DE ÓXIDOS										
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	ZrO_2	TiO	SrO	Cr_2O_3	NbO	MnO	MgO	K_2O
AM-01	38,809	34,467	18,198	3,996	3,929	0,195	0,183	0,155	0,069	-	-
AM-02	40,915	36,417	11,966	5,560	3,971	-	0,201	0,232	0,061	0,676	
AM-03	45,397	27,030	12,306	12,018	2,036	0,155	-	-	0,043	-	0,640

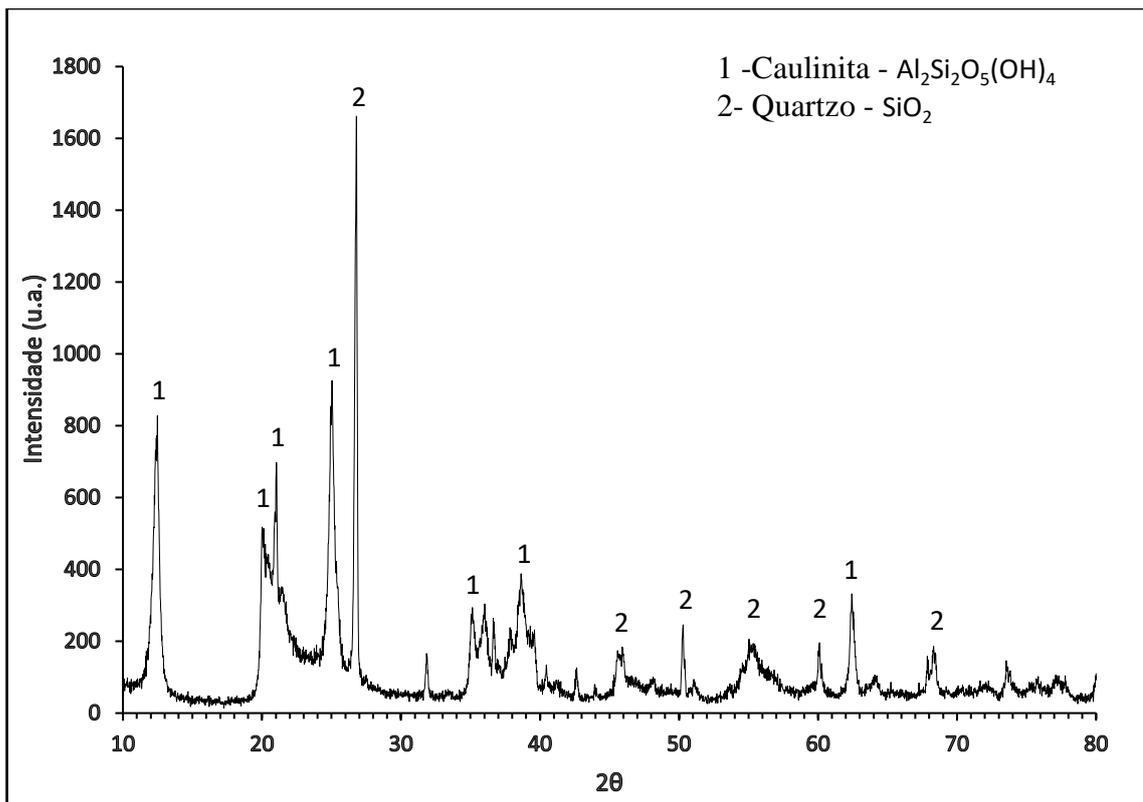
Fonte: Autor

4.3.1.3 Caracterização mineralógica

Através das Difrações de Raios-X, cujos resultados são apresentados nos Gráficos 4, 5 e 6, foram identificadas, nas 3 amostras, duas fases cristalinas: SiO_2 , correspondente ao quartzo, e $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$, que corresponde a argilominerais do grupo da caulinita. Os argilominerais com essa composição possuem microestruturas do tipo 1:1, o que é consistente com a baixa atividade identificada para as frações argilosas nos ensaios de limites de consistência.

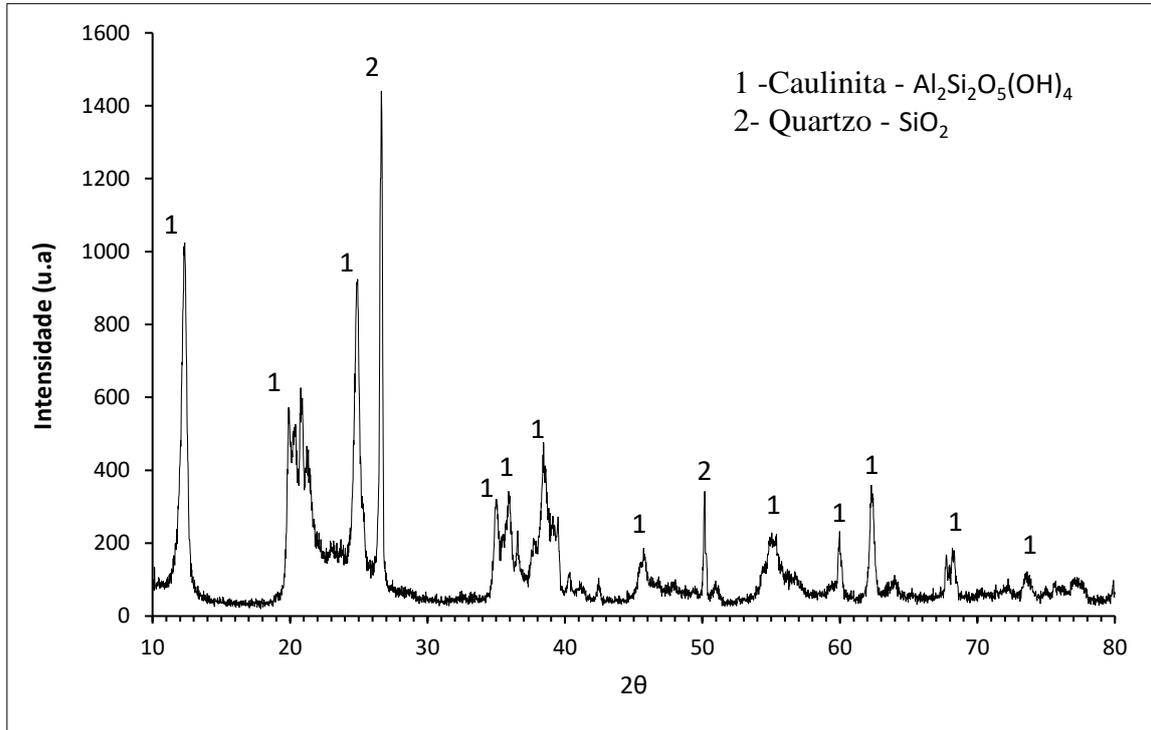
O resultado obtido é similar aos encontrados por Freire (2019), na qual encontrou fases de quartzo e caulinita em solos do Pós Barreiras do litoral do RN. No entanto, diferentemente de Chaves (1979), não foram identificadas a goetita e a hematita com clareza nas análises de DRX, apesar da análise química (FRX) identificar altos teores de óxido de ferro nas três amostras.

Gráfico 4: Difratoograma de Raios X da AM-01



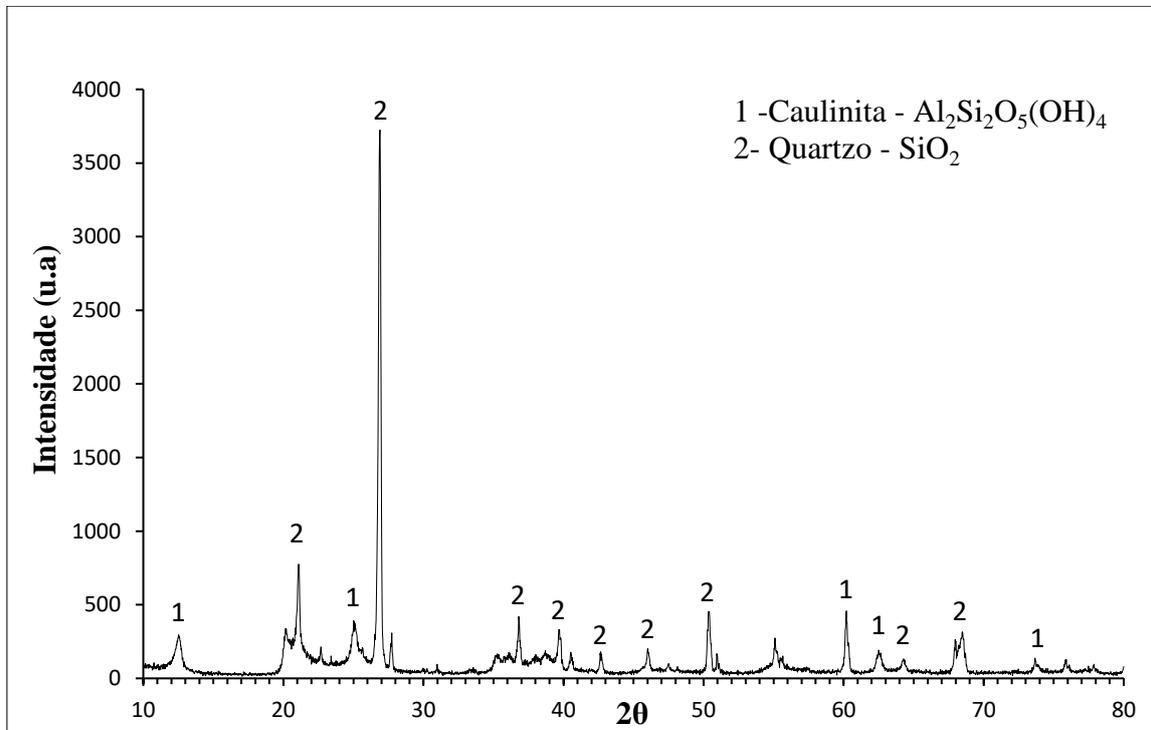
Fonte: Autor

Gráfico 5: Difratoograma de Raios X da AM-02.



Fonte: Autor

Gráfico 6: Difratoograma de Raios X da AM-03.



Fonte: Autor

4.3.2 Curva de retenção de água no solo

Os dados experimentais das amostras da base, meio e topo obtidos pela técnica de papel filtro (PF) e mesa de pressão (MP) estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 9: Dados experimentais obtidos pela técnica de papel filtro (PF) e mesa de pressão (MP)

		DADOS DO CORPO DE PROVA					SUCÇÕES		
	Técnica	ρ_d (g/cm ³)	e	h (%)	S (%)	θ	Matricial	Total	Osmótica
B A S E	MP	1,77	0,50	19,08%	101,09%	0,34	0	-	-
	MP	1,81	0,47	17,89%	100,80%	0,32	1	-	-
	MP	1,86	0,43	12,43%	77,14%	0,23	10	-	-
	MP	1,80	0,48	11,56%	64,01%	0,21	30	-	-
	PF	1,91	0,39	13,49%	91,47%	0,26	8	5179	5171
	PF	1,84	0,45	15,12%	90,11%	0,28	6	73	66
	PF	1,90	0,40	14,16%	94,12%	0,27	5	286	282
	PF	1,87	0,42	13,80%	86,75%	0,26	9	1240	1231
	PF	1,91	0,39	13,27%	89,70%	0,25	5	3286	3282
	PF	1,88	0,41	12,47%	80,03%	0,23	11	4404	4393
	PF	1,86	0,43	13,31%	82,97%	0,25	9	2892	2883
	PF	1,97	0,35	10,90%	82,41%	0,21	2694	5788	3094
	PF	1,87	0,42	10,79%	67,77%	0,20	560	3115	2555
	PF	1,90	0,40	9,73%	65,05%	0,19	4770	7750	2980
	PF	1,82	0,46	8,92%	51,16%	0,16	2712	11075	8364
	PF	1,89	0,41	9,71%	63,30%	0,18	7988	8437	448
	PF	1,93	0,38	8,51%	59,57%	0,16	6611	10193	3582
	PF	1,84	0,44	6,33%	37,96%	0,12	10042	10892	850
	PF	1,94	0,37	3,23%	23,03%	0,06	11718	13946	2228
	PF	1,84	0,44	5,78%	34,67%	0,11	17451	18517	1066
	PF	1,93	0,38	5,03%	35,08%	0,10	12949	17487	4538
	PF	1,82	0,46	4,45%	25,70%	0,08	15919	16595	675
	PF	1,92	0,38	3,20%	22,22%	0,06	19793	22568	2775
	PF	1,93	0,38	2,60%	18,10%	0,05	21170	25585	4415
	PF	1,81	0,47	7,92%	45,20%	0,14	4158	-	-
	PF	1,83	0,45	8,79%	51,93%	0,16	2472	-	-
PF	1,75	0,52	1,15%	5,90%	0,02	29714	-	-	
PF	1,80	0,47	0,75%	4,22%	0,01	43862	-	-	
M E I O	MP	1,71	0,54	18,44%	90,12%	0,34	0	-	-
	MP	1,67	0,57	20,22%	92,84%	0,32	1	-	-
	MP	1,78	0,48	10,24%	55,96%	0,18	10	-	-
	MP	1,75	0,50	10,36%	54,19%	0,18	30	-	-
	PF	1,77	0,49	14,34%	77,02%	0,25	4	245	240
	PF	1,79	0,47	13,47%	76,18%	0,24	9	432	424
	PF	1,82	0,45	12,28%	71,95%	0,22	6	705	699

		DADOS DO CORPO DE PROVA					SUCÇÕES		
Técnica	ρ_d (g/cm ³)	e	h (%)	S (%)	θ	Matricial	Total	Osmótica	
M E I O	PF	1,70	0,55	14,49%	69,32%	0,25	7	69	62
	PF	1,79	0,47	9,21%	51,57%	0,16	538	1689	1150
	PF	1,72	0,53	11,34%	56,64%	0,20	7	649	642
	PF	1,80	0,46	9,51%	54,04%	0,17	10	1023	1013
	PF	1,71	0,53	9,24%	45,40%	0,16	2225	3673	1448
	PF	1,75	0,50	9,30%	48,48%	0,16	138	1672	1534
	PF	1,75	0,50	6,85%	35,88%	0,12	6421	8809	2388
	PF	1,75	0,50	5,76%	30,18%	0,10	7089	10113	3024
	PF	1,74	0,51	5,37%	27,83%	0,09	5540	6600	1060
	PF	1,73	0,52	5,03%	25,63%	0,09	5923	7535	1612
	PF	1,74	0,51	4,24%	21,73%	0,07	7610	9034	1424
	PF	1,73	0,52	3,34%	16,87%	0,06	8226	9318	1092
	PF	1,84	0,43	2,22%	13,56%	0,04	8631	8660	29
	PF	1,71	0,54	2,75%	13,45%	0,05	6904	8058	1154
	PF	1,72	0,53	1,83%	9,14%	0,03	12286	13001	715
	PF	1,75	0,50	1,61%	8,43%	0,03	8958	9622	664
	PF	1,77	0,49	0,99%	5,35%	0,02	12910	14503	1593
	PF	1,71	0,54	0,50%	2,42%	0,01	27394	29793	2399
	PF	1,74	0,51	0,48%	2,45%	0,01	29132	28843	-
	T O P O	PF	1,81	0,45	6,51%	37,77%	0,12	6480	8035
PF		1,73	0,52	3,87%	19,63%	0,07	6557	7792	1234
MP		1,55	0,70	26,39%	91,40%	0,41	0	-	-
MP		1,54	0,71	24,07%	80,28%	0,37	1	-	-
MP		1,48	0,78	7,07%	23,22%	0,10	10	-	-
MP		1,52	0,73	4,24%	17,34%	0,06	30	-	-
PF		1,67	0,57	12,55%	57,60%	0,21	5	0	-
PF		1,70	0,55	9,10%	43,63%	0,15	7	858	851
PF		1,74	0,51	3,97%	20,46%	0,07	722	2064	1342
PF		1,57	0,67	2,98%	11,60%	0,05	7343	8619	1276
PF		1,64	0,61	4,90%	21,18%	0,08	2361	3934	1574
PF		1,63	0,61	3,35%	14,35%	0,05	10348	11769	1421
PF	1,71	0,53	2,25%	11,11%	0,04	11216	13033	1817	
PF	1,65	0,59	2,69%	11,99%	0,04	23053	21916	-	

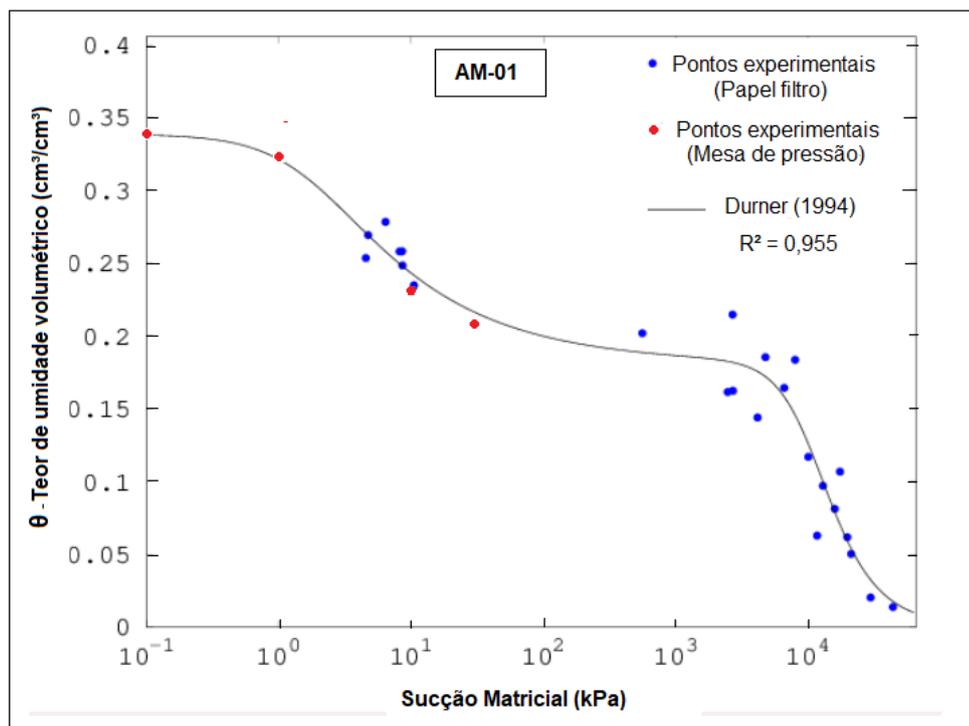
Fonte: Autor

Os pontos experimentais das sucções matriciais referente a trajetória de secagem e os ajustes desses pontos estão apresentados nos Gráficos 7, 8 e 9. As amostras AM-01 e AM-02 apresentaram dois valores de entrada de ar, ou seja, apresentaram curvas de retenção bimodais (Gráficos 7 e 8). A Amostra AM-03, ao contrário das outras duas, apresentou apenas um valor de entrada de ar, conforme mostra o Gráfico 9.

Os ajustes de todas as amostras foram realizados através do software SWRC Fit v.3.1, produzido por Seki (2007). A curva de retenção da amostra AM-03 foi ajustada utilizando o método de Van Genuchten (1980). Como esse método não contempla o ajuste de curvas bimodais, as curvas de retenção das Amostra AM-01 e AM-02 foram ajustadas através do método desenvolvido por Durner (1994), no qual uma curva multimodal é construída através de uma superposição linear de subcurvas do modelo de Van Genuchten (1980). O formato bimodal geralmente é encontrado em solos que possuem uma distribuição heterogênea dos tamanhos dos poros, em que há poros maiores (macroporos) e poros menores (microporos) na estrutura (Seki, 2007).

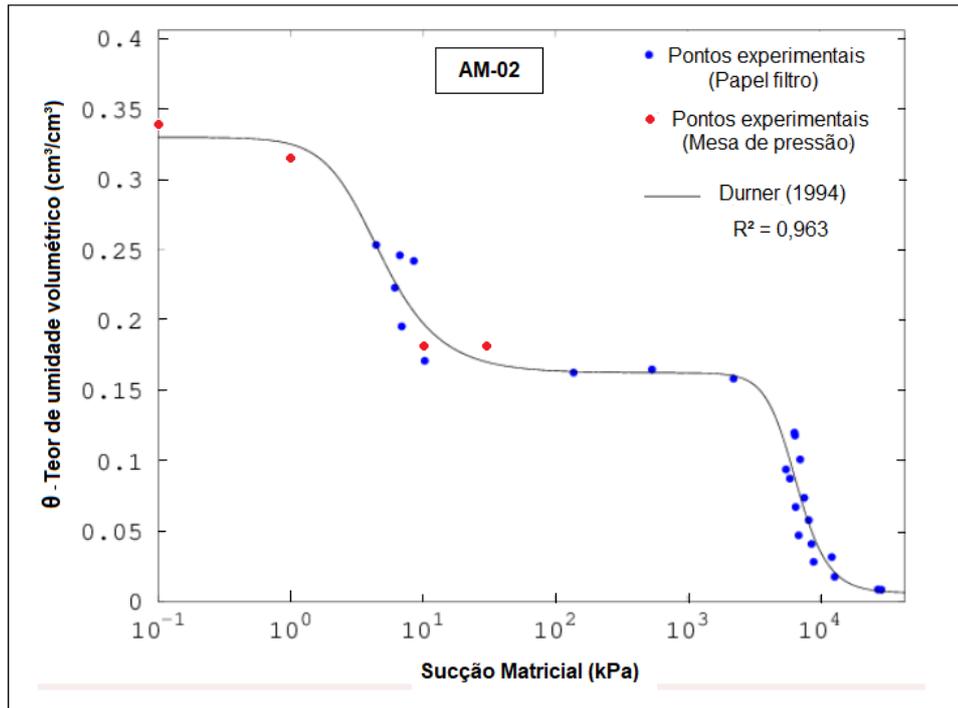
No que diz respeito aos valores de entrada de ar das amostras AM-01 e AM-02, pode-se observar que a primeira entrada de ar, referente a drenagem dos macroporos, é aproximadamente 3 kPa. Este primeiro valor de entrada de ar está relacionado a fração areia do solo, que compõe mais de 65% da massa do solo em ambas as amostras. Já o segundo valor de entrada de ar, referente a drenagem dos microporos, é aproximadamente 7000 kPa e está relacionado a fração fina do solo, que é composta predominantemente por argila (maior do que 20% em massa) em ambos os solos (AM-01 e AM-02). Por fim, O valor de entrada de ar da amostra AM-03 é em torno de 3 kPa.

Gráfico 7: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-01.



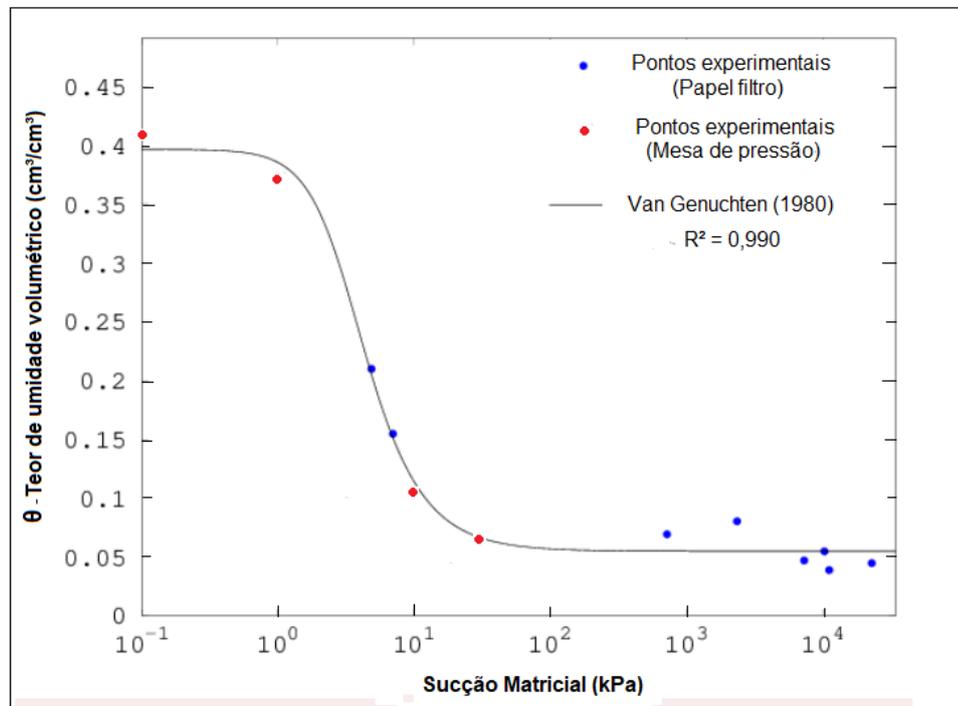
Fonte: Autor.

Gráfico 8: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-02.



Fonte: Autor.

Gráfico 9: Ajuste dos valores experimentais da curva de retenção referente a amostra AM-03.



Fonte: Autor.

Os parâmetros obtidos através dos ajustes estão expressos na Tabela 10. Os resultados obtidos através dos ajustes são considerados satisfatórios visto que para as amostras AM-01,

AM-02 e AM-03 obteve-se coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,955; 0,963 e 0,990; respectivamente.

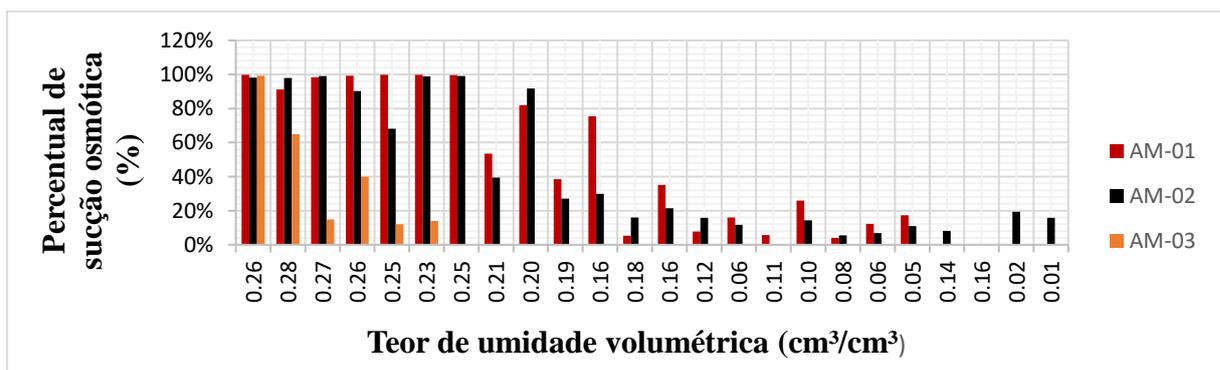
Tabela 10: Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água.

Amostra	Equação	Parâmetros	R^2
AM-01	$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{w_1 \left[\frac{1}{1 + (\alpha_1 \times h)^{n_1}} \right]^{m_1} + (1 - w_1) \left[\frac{1}{1 + (\alpha_2 \times h)^{n_2}} \right]^{m_2}}{1} \right)$	$\theta_s = 0,338$	0,955
		$\theta_r = 3,569 \times 10^{-6}$	
		$w_1 = 0,464$	
		$\alpha_1 = 0,546$	
		$n_1 = 1,53$	
		$\alpha_2 = 9,267 \times 10^{-5}$	
Durner (1994)	$n_2 = 2,69$		
AM-02	$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left(\frac{w_1 \left[\frac{1}{1 + (\alpha_1 \times h)^{n_1}} \right]^{m_1} + (1 - w_1) \left[\frac{1}{1 + (\alpha_2 \times h)^{n_2}} \right]^{m_2}}{1} \right)$	$\theta_s = 0,329$	0,963
		$\theta_r = 0,00601$	
		$w_1 = 0,516$	
		$\alpha_1 = 0,291$	
		$n_1 = 2,409$	
		$\alpha_2 = 1,668 \times 10^{-4}$	
Durner (1994)	$n_2 = 4,042$		
AM-03	$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \left[\frac{1}{1 + (\alpha \times h)^n} \right]^m$	$\theta_s = 0,39681$	0,990
		$\theta_r = 0,054703$	
		$\alpha = 0,31670$	
		$n = 2,4913$	
Van Genuchten (1980)			

Fonte: Autor.

O Gráfico 10 mostra que quanto maior é o teor de umidade volumétrica maior é o percentual de sucção osmótica. Para baixos valores de umidade volumétrica, a sucção osmótica pode ser negligenciada.

Gráfico 10: Percentual de sucção osmótica x teor de umidade volumétrica.



Fonte: Autor.

4.3.3 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Na Tabela 11 estão apresentadas as características dos ensaios, dados dos corpos de provas utilizados e informações referente a ruptura.

Tabela 11: Dados referente aos ensaios de compressão triaxial.

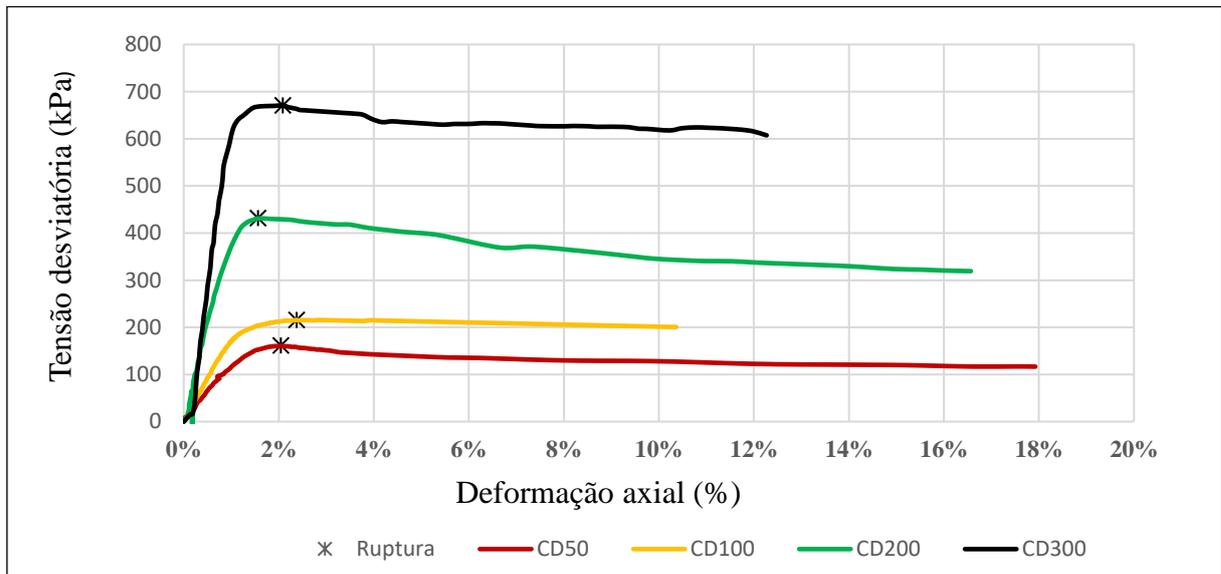
	Ensaio		Dados do CP			Ruptura					
	Tipo	Confinante (kPa)	e inicial	w inicial (%)	w final (%)	ϵ_a (%)	ϵ_v (%)	u (kPa)	σ_d (kPa)	s' (kPa)	t' (kPa)
B A S E	CD	50	0,43	1,45%	16,26%	2,05%	-0,71%	0	161	130	80
	CD	100	0,41	1,81%	14,84%	2,38%	0,00%	0	220	210	110
	CD	200	0,41	1,32%	12,79%	1,57%	-0,36%	0	431	416	216
	CD	300	0,372	1,02%	13,07%	2,09%	-0,30%	0	671	635	335
	CU	50	0,37	2,27%	12,44%	1,38%	0,00%	10	120	100	60
	CU	100	0,39	2,27%	12,44%	1,28%	0,00%	17	293	230	147
	CU	200	0,42	2,27%	13,15%	1,68%	0,00%	29	477	410	239
	CU	300	0,40	2,27%	2,07%	2,07%	0,00%	29	579	560	289
	CW	50	0,42	1,56%	1,56%	1,30%	-	0	1395	747	697
	CW	100	0,39	2,27%	2,27%	1,31%	-	0	1859	1029	929
	CW	200	0,40	2,02%	2,02%	1,86%	-	0	2031	1215	1015
	CW	300	0,34	2,47%	2,47%	1,67%	-	0	2525	1562	1262
M E I O	CD	50	0,42	0,63%	16,92%	1,39%	-0,22%	0	132	116	66
	CD	100	0,41	0,61%	14,86%	2,03%	-0,35%	0	224	212	112
	CD	200	0,44	0,81%	14,70%	1,24%	0,30%	0	381	390	190
	CU	50	0,53	0,44%	14,64%	2,40%	0,00%	5	105	98	53
	CU	100	0,46	0,44%	14,22%	1,07%	0,00%	17	265	216	133
	CU	200	0,48	0,44%	13,46%	1,16%	0,00%	36	400	364	200
	CW	50	0,46	0,44%	0,44%	1,33%	-	0	667	383	333
	CW	100	0,46	0,47%	0,47%	1,39%	-	0	796	498	398
	CW	200	0,47	0,46%	0,46%	1,55%	-	0	1138	769	569
T O P O	CD	50	0,61	0,42%	20,33%	8,72%	0,44%	0	97	98	48
	CD	100	0,57	0,42%	20,00%	10,01%	0,70%	0	210	203	103
	CD	200	0,78	0,42%	19,56%	11,16%	-0,50%	0	498	349	249
	CD	300	0,55	0,32%	17,82%	12,40%	-0,32%	0	648	624	324
	CU	50	0,53	1,29%	17,96%	1,14%	0,00%	8.00	117	100	58
	CU	100	0,61	1,29%	18,30%	8,16%	0,00%	2.00	223	209	111
	CU	200	0,64	1,29%	22,43%	7,51%	0,00%	77.00	285	265	143
	CU	300	0,63	1,29%	21,42%	15,21%	0,00%	15.00	562	566	281
	CW	50	0,66	2,01%	2,01%	2,55%	-	0.00	419	259	210
	CW	100	0,73	1,07%	1,07%	1,48%	-	0.00	502	351	251
	CW	200	0,62	1,07%	1,07%	1,66%	-	0.00	823	611	412
	CW	300	0,61	1,07%	1,07%	1,32%	-	0.00	1094	847	547

Fonte: Autor.

4.3.3.1 Ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CD) e consolidado não drenado (CU)

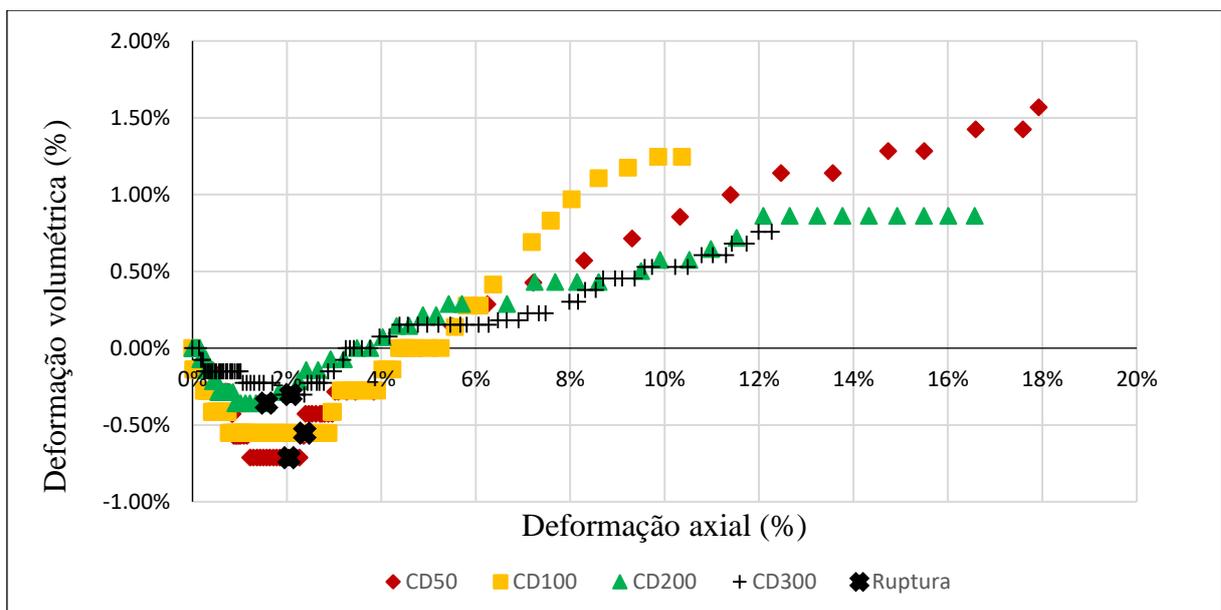
Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CD para a amostra AM-01, estão apresentados nos Gráficos 11 e 12. O Gráfico 11 mostra o comportamento tensão *versus* deformação, enquanto o Gráfico 12 apresenta a deformação volumétrica *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 11 e 12.

Gráfico 11: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-01.



Fonte: Autor.

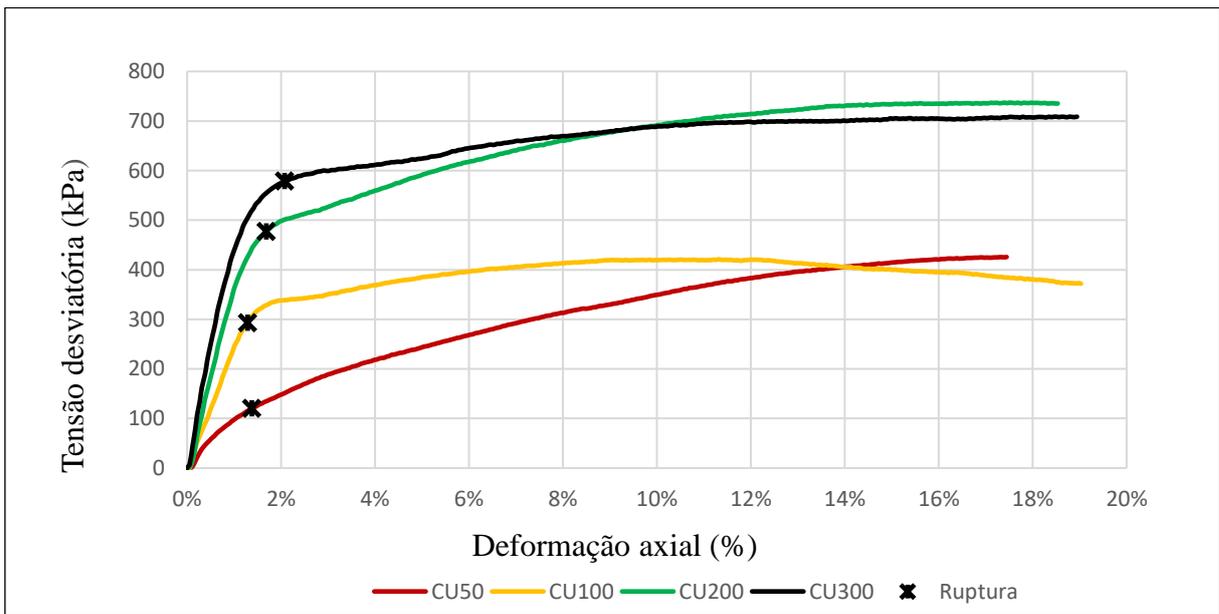
Gráfico 12: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-01.



Fonte: Autor.

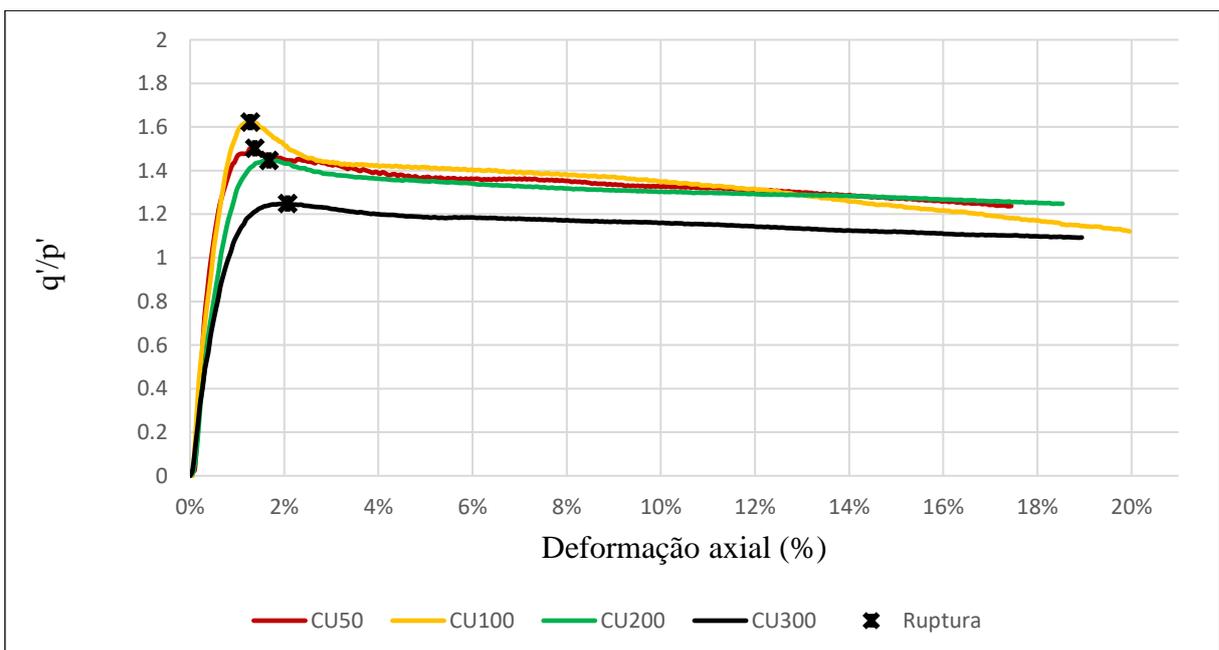
Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CU para a amostra AM-01 estão apresentados nos Gráficos 13, 14 e 15. A curva de tensão *versus* deformação axial foi apresentada tanto no Gráfico 13 por $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ quanto por (q'/p') no Gráfico 14, sendo $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = \frac{\sigma'_1 - 2\sigma'_3}{3}$. Por fim, o Gráfico 15 apresenta a poropressão *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 13, 14 e 15.

Gráfico 13: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.



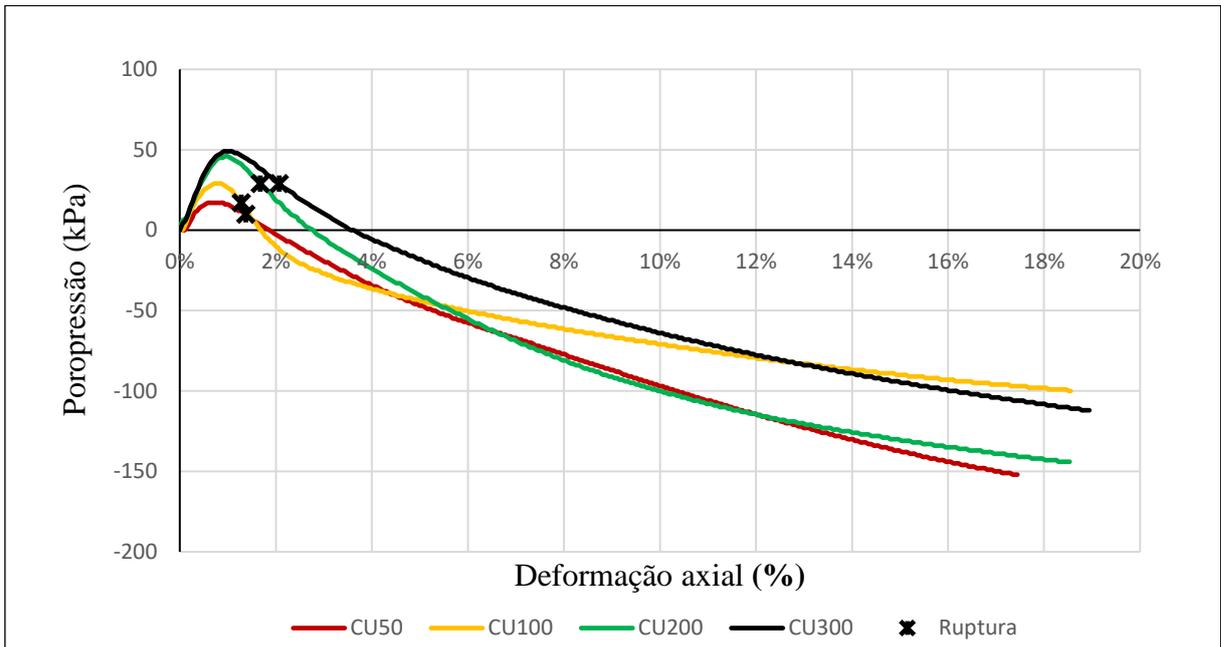
Fonte: Autor.

Gráfico 14: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.



Fonte: Autor.

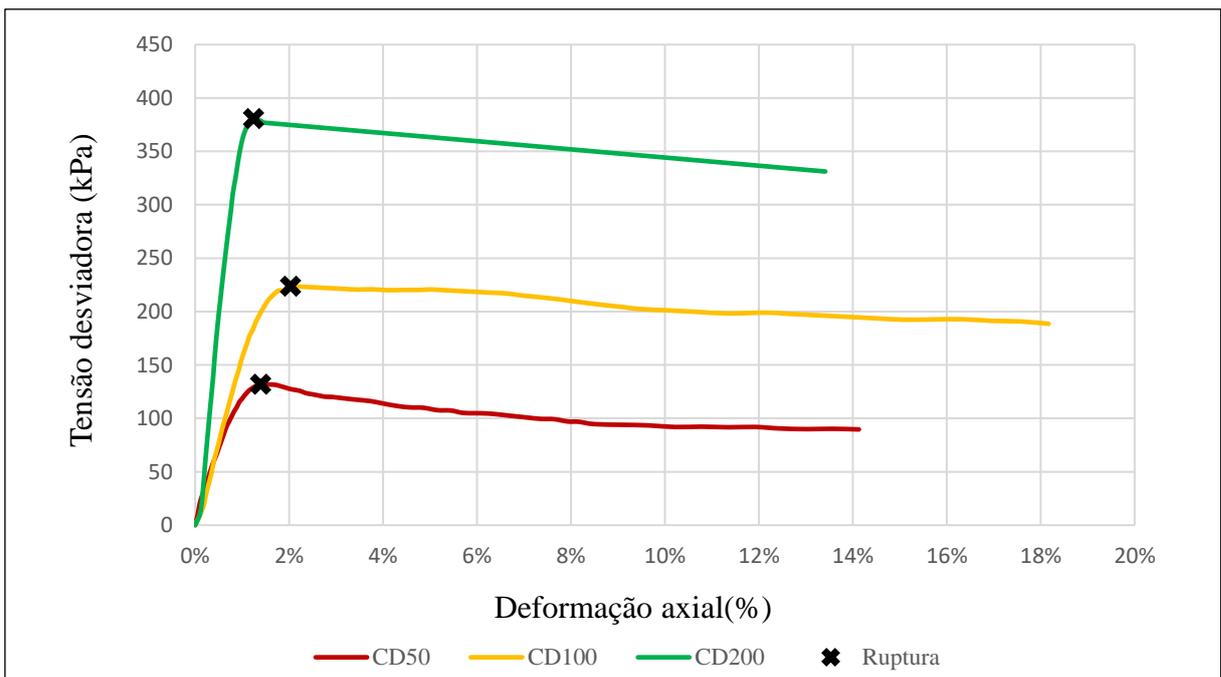
Gráfico 15: Poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-01.



Fonte: Autor.

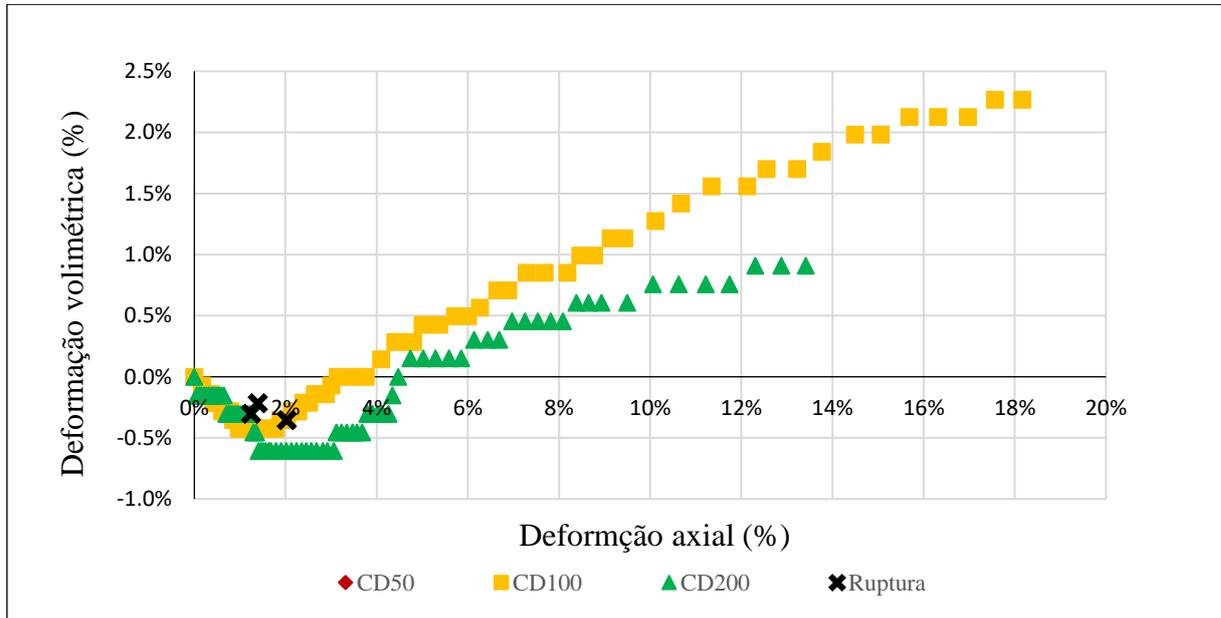
Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CD para a amostra AM-02, estão apresentados nos Gráficos 16 e 17. O Gráfico 16 mostra o comportamento tensão *versus* deformação axial, enquanto o Gráfico 17 apresenta a deformação volumétrica *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 16 e 17.

Gráfico 16: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-02.



Fonte: Autor.

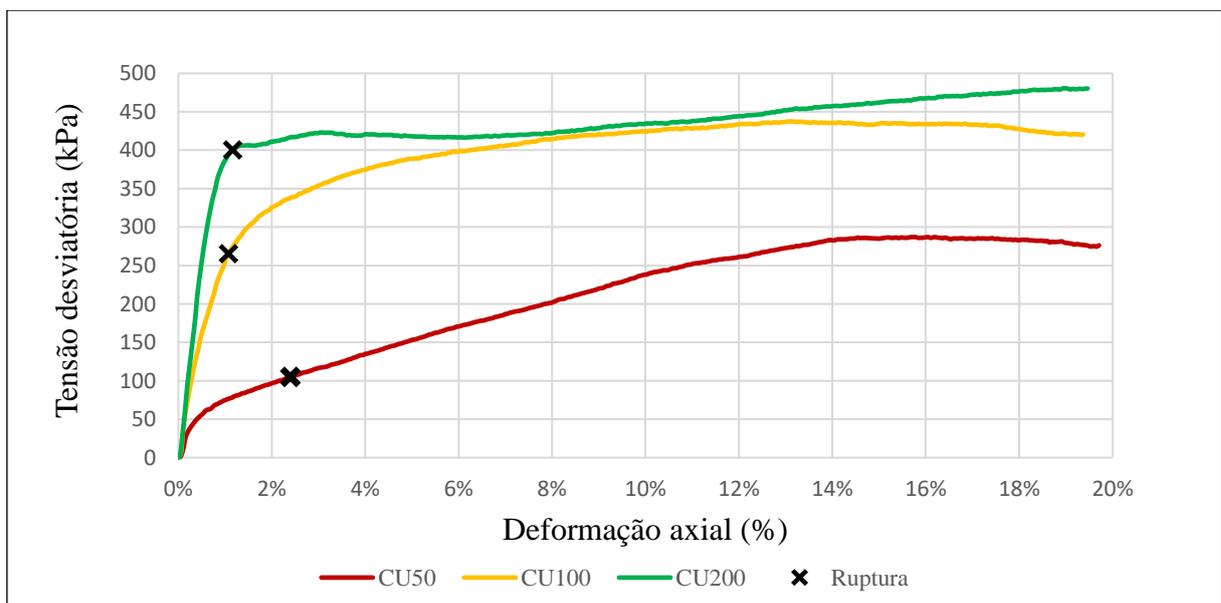
Gráfico 17: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-02.



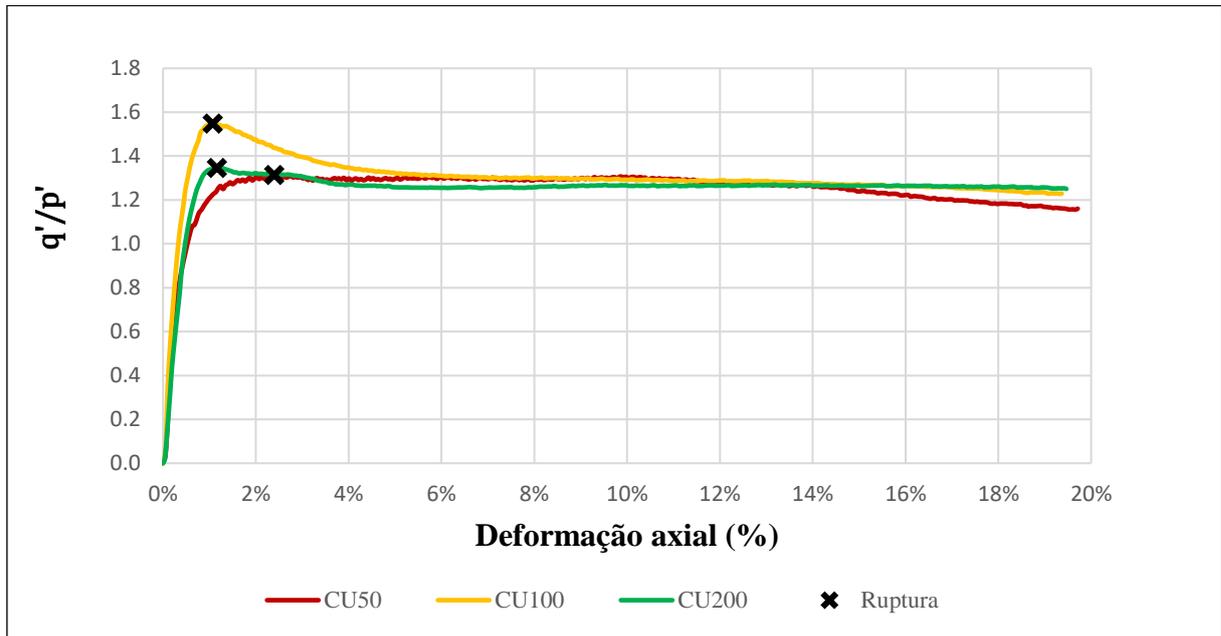
Fonte: Autor.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CU para a amostra AM-02 estão apresentados nos Gráficos 18, 19 e 20. A curva de tensão *versus* deformação axial foi apresentada tanto no Gráfico 18 por $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ quanto por (q'/p') no Gráfico 19, sendo $q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = \frac{\sigma'_1 - 2\sigma'_3}{3}$. Por fim, o Gráfico 20 apresenta a poropressão *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 18, 19 e 20.

Gráfico 18: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.

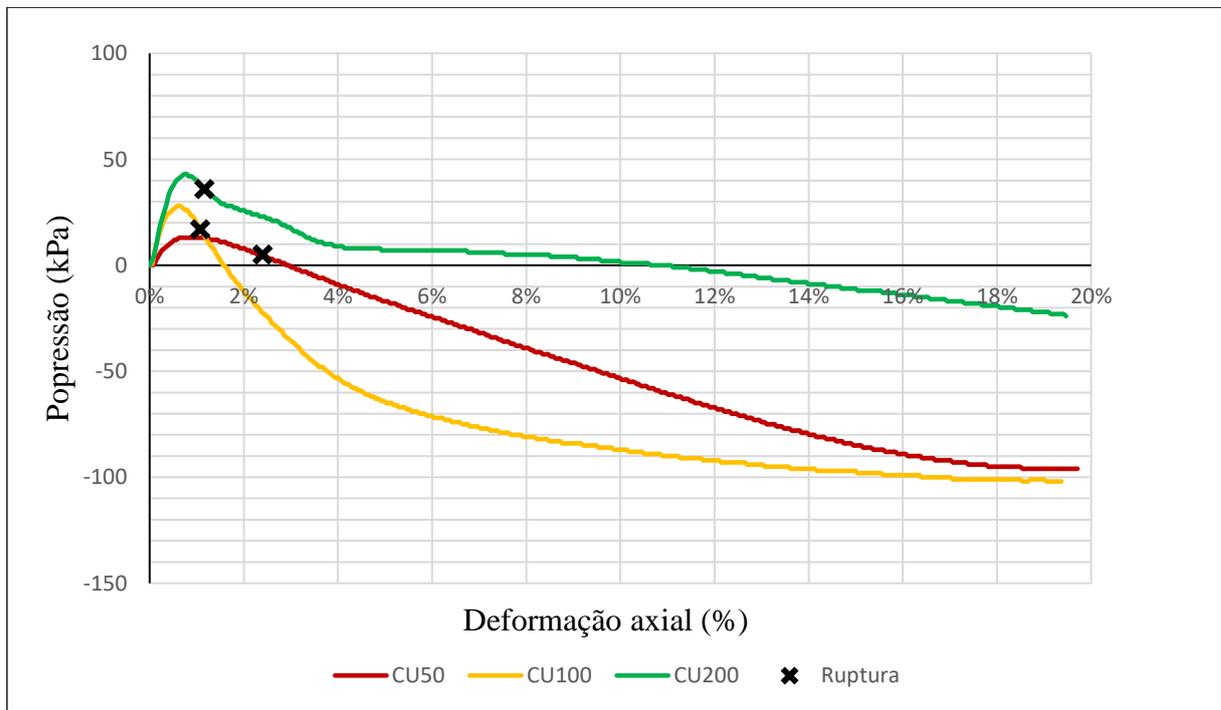


Fonte: Autor.

Gráfico 19: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.

Fonte: Autor.

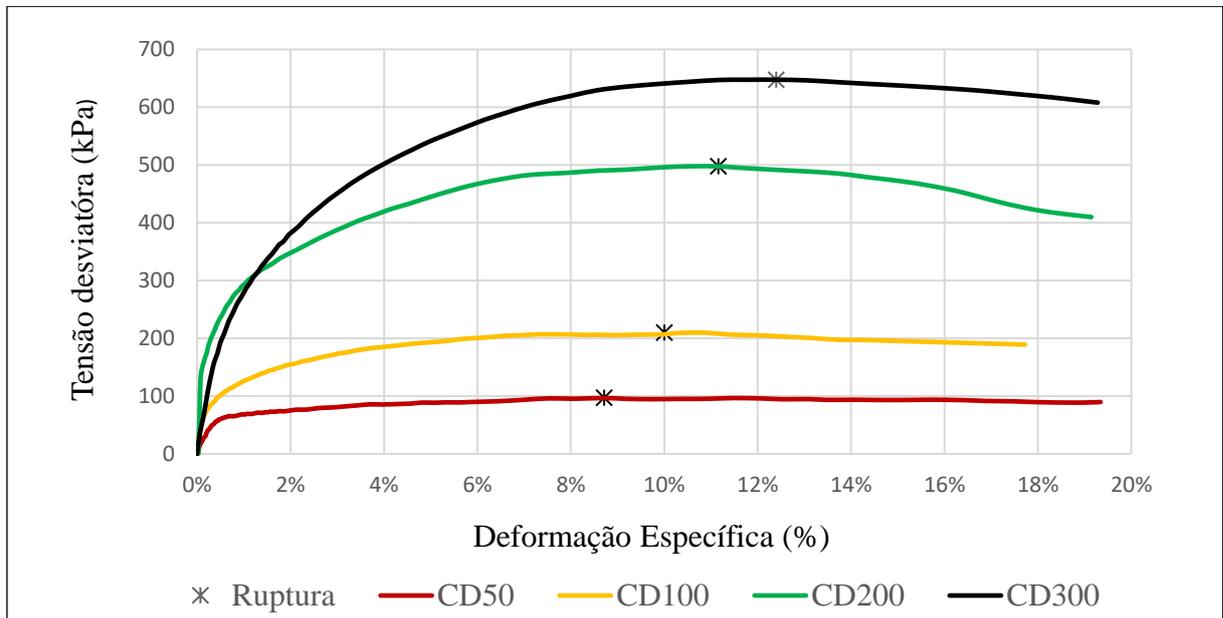
Gráfico 20: poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-02.



Fonte: Autor.

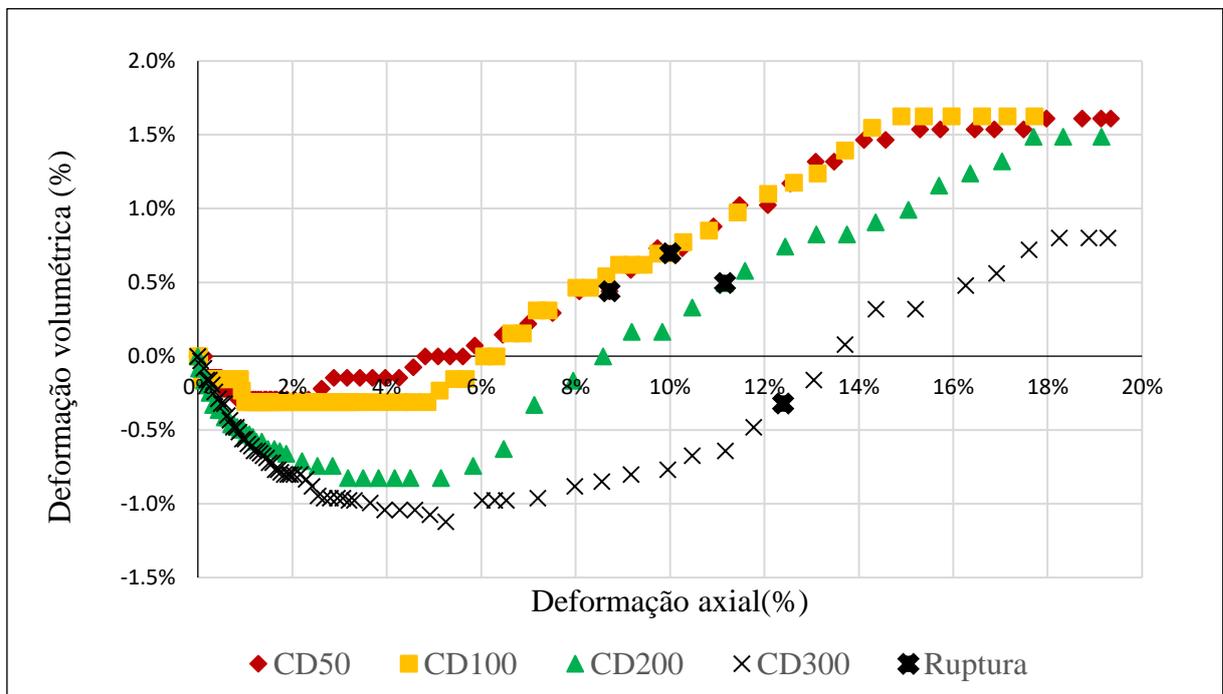
Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CD para a amostra AM-03, estão apresentados nos Gráficos 21 e 22. O Gráfico 21 mostra o comportamento tensão *versus* deformação axial, enquanto o Gráfico 22 apresenta a variação volumétrica *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 21 e 22.

Gráfico 21: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-03.



Fonte: Autor.

Gráfico 22: Deformação volumétrica versus deformação axial referente ao ensaio CD da amostra AM-03.

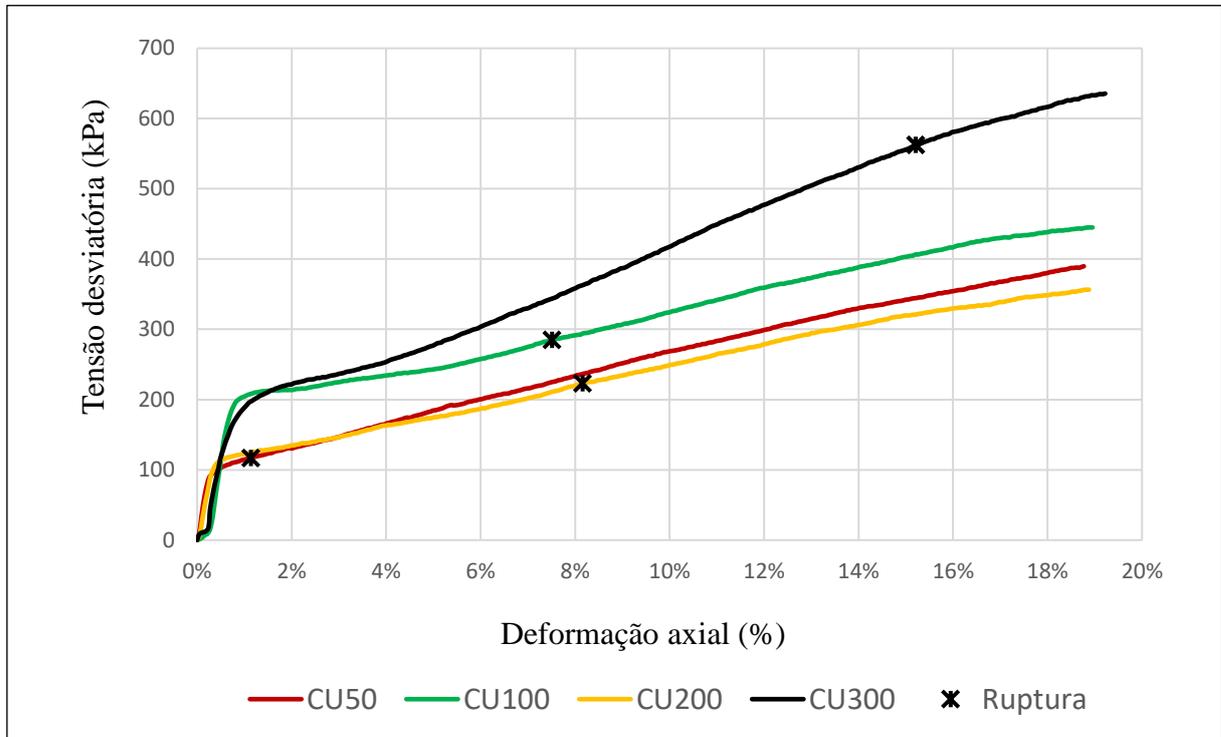


Fonte: Autor.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CU para a amostra AM-03 estão apresentados nos Gráficos 23, 24 e 25. A curva de tensão *versus* deformação axial foi apresentada tanto no Gráfico 23 por $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ quanto por (q'/p') no Gráfico 24, sendo $q' =$

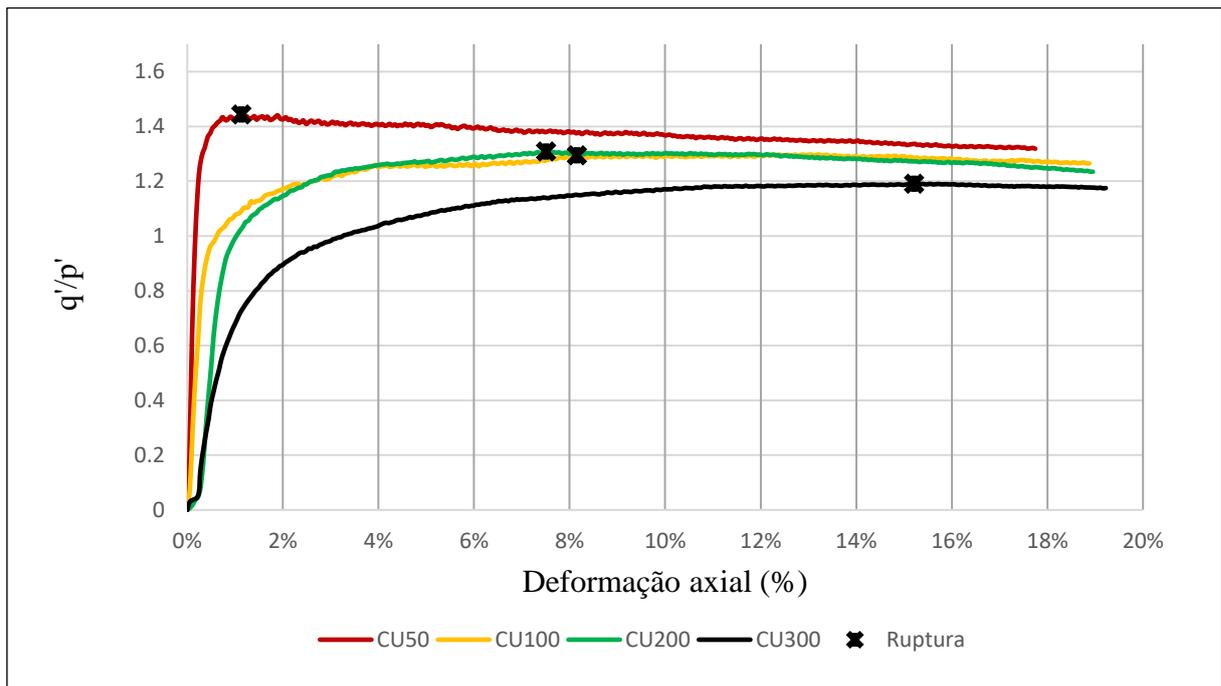
$(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ e $p' = \frac{\sigma'_1 - 2\sigma'_3}{3}$. Por fim, o Gráfico 25 apresenta a poropressão *versus* deformação axial. Os pontos de ruptura estão identificados nos Gráficos 23,24 e 25.

Gráfico 23: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03.



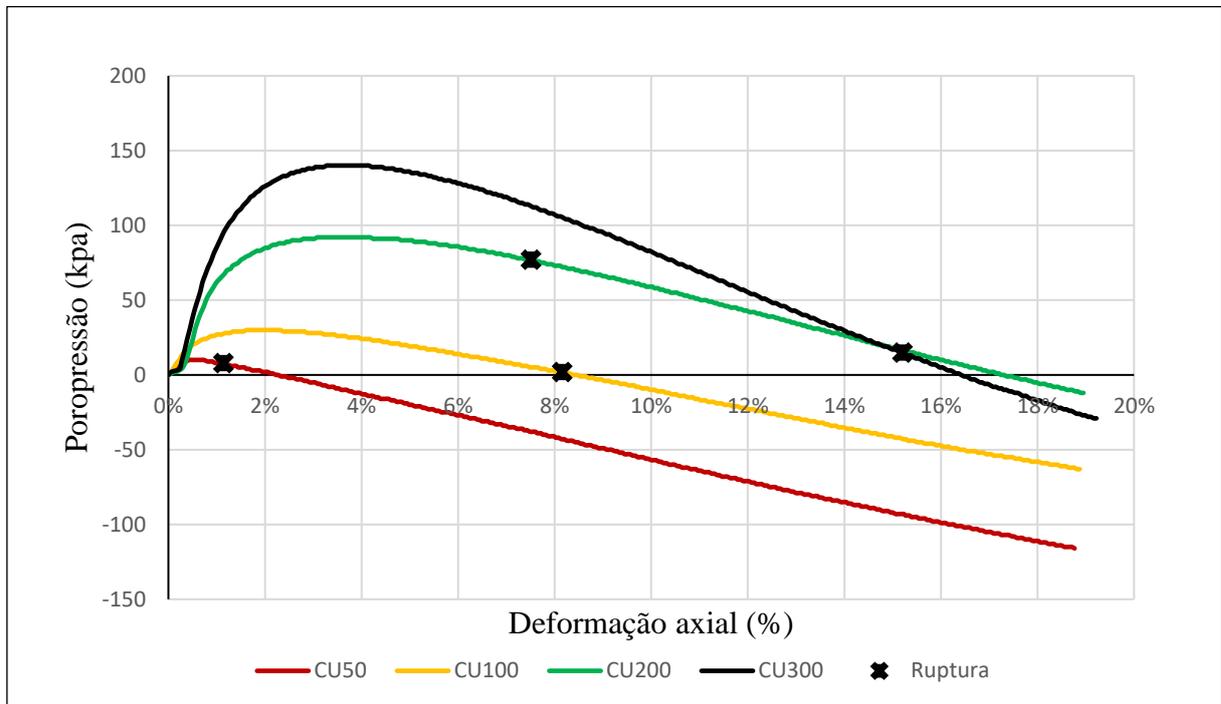
Fonte: Autor.

Gráfico 24: q'/p' versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03



Fonte: Autor.

Gráfico 25: poropressão versus deformação axial referente ao ensaio CU da amostra AM-03.



Fonte: Autor

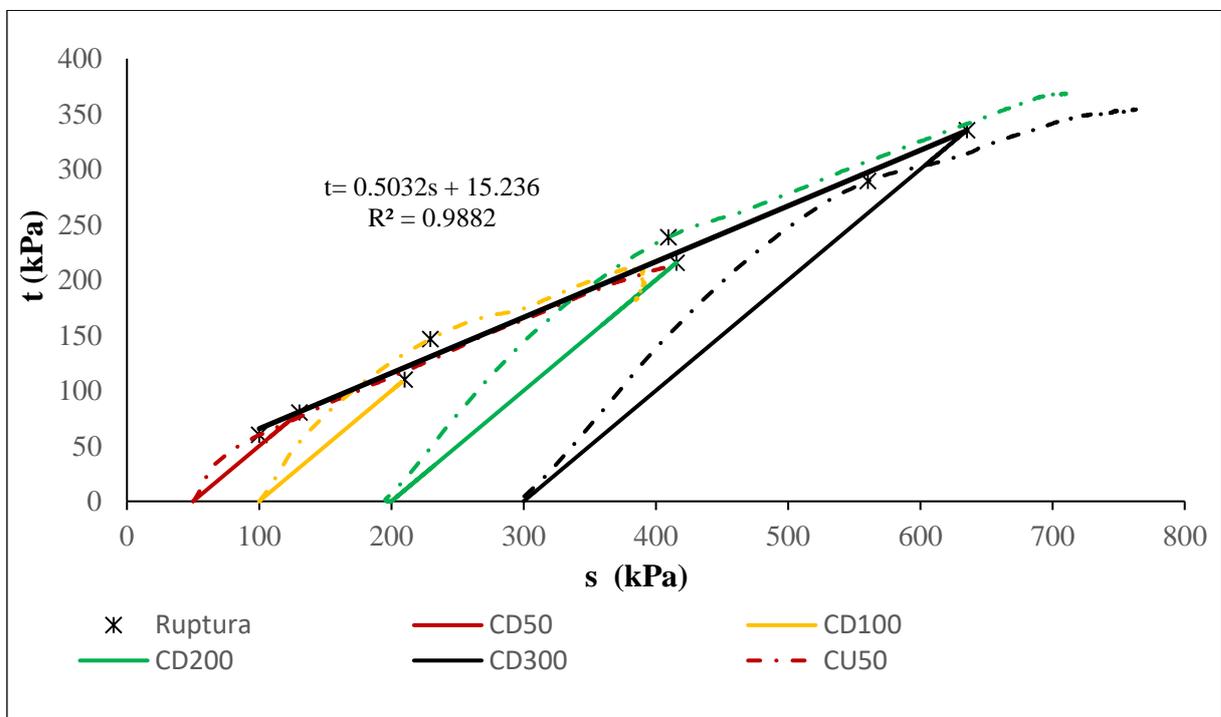
Quanto à série de ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados (CD), as amostras AM-01 e AM-02 apresentaram um comportamento frágil com pico de resistência bem definido após o qual há uma redução na tensão desvio em direção a resistência residual. Observa-se que os picos de resistência ocorreram com deformações menores do que 2% (Gráficos 11 e 16). A amostra AM-03 apresenta um comportamento de transição entre frágil e dúctil e a curva tensão desvio - deformação mostra um valor máximo de resistência para deformações entre 8 e 12%, crescente com a tensão confinante (Gráfico 21). Após atingir a ruptura, a tensão desvio apresentou uma leve queda nas tensões confinantes de 50, 100 kPa e 300 kPa e uma diminuição mais acentuada no ensaio com tensão confinante de 200 kPa. A análise dos gráficos 12, 17 e 22 permite concluir que todas as amostras apresentaram comportamento similar a uma areia compacta, no qual apresenta inicialmente uma pequena compressão seguida de expansão até o final do ensaio. Observa-se que quanto maior o confinamento, maior é a compressão e menor a tendência de expansão.

Quanto a série de ensaios de compressão triaxial consolidados não drenados (CU), observa-se que a tensão desviatória apresenta uma tendência de crescimento mesmo após a ruptura (Gráficos 13, 18 e 23), não apresentando um pico de resistência bem definido. Devido a isso, para os ensaios CU, foi utilizado, como critério de ruptura, a máxima relação q'/p' , na

qual apresenta um pico de resistência bem definido (Gráficos 14, 19 e 24). O aumento da tensão desviatória após a ruptura é atribuída ao acréscimo de resistência causada pelo surgimento de poropressão negativa, que apresenta uma tendência de crescimento após a ruptura, independentemente do nível de confinamento. Igualmente ao observado nos ensaios CD, todas as amostras apresentaram comportamento de uma areia compacta, em que se observa-se nos gráficos 15, 20 e 25, o desenvolvimento inicial de poropressão positiva (tendência de compressão) seguida por um crescente de poropressão negativa (tendência de expansão). Os valores de deformação axial, poropressão e tensão desviatória na ruptura estão apresentados na Tabela 11.

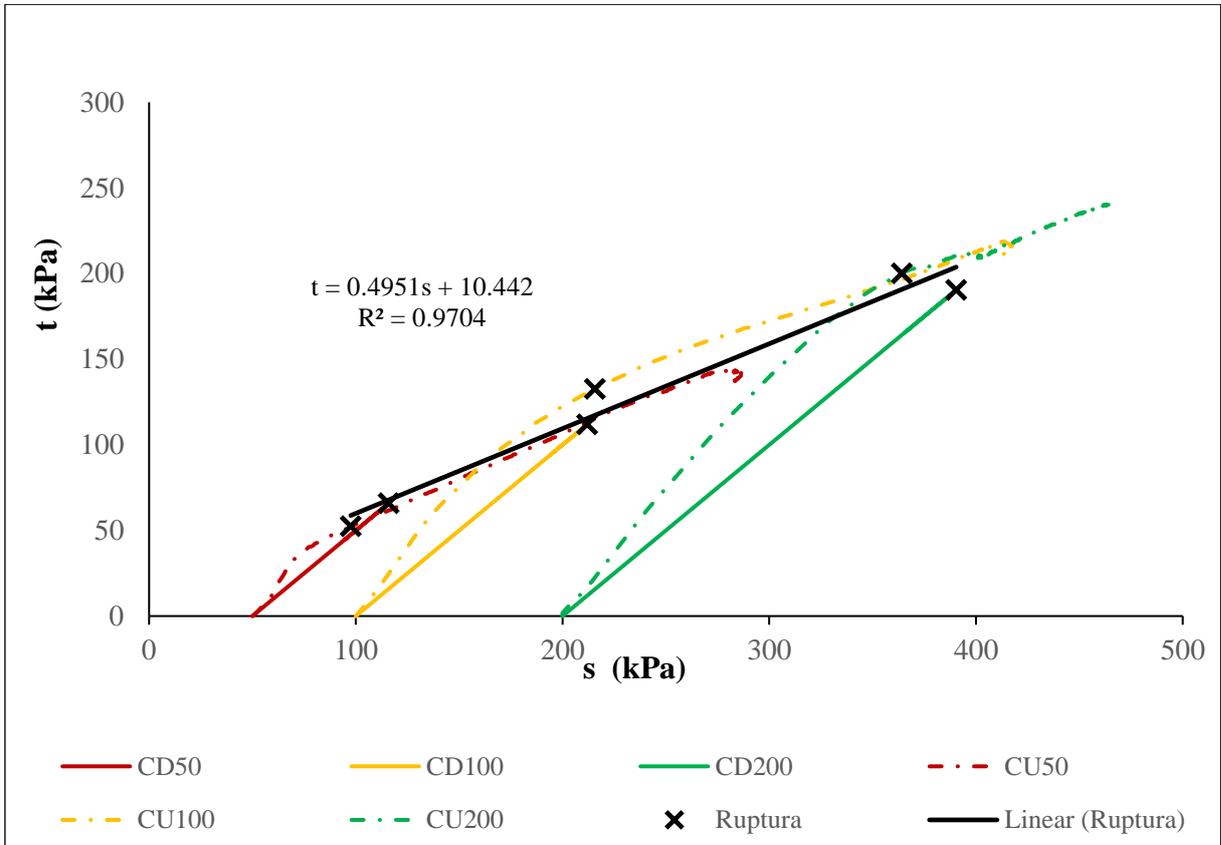
Os gráficos 26, 27 e 28 mostram as trajetórias de tensão efetiva no espaço $s = (\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2})$ versus $t = (\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2})$ dos ensaios CD e CU das amostra AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente. A linha k_f foi ajustada por uma função linear para cada amostra, utilizando os critérios de ruptura adotados para cada tipo de ensaio: Máximo valor de $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ para os ensaios CD e máxima relação (q'/p') para os ensaios CU.

Gráfico 26: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha k_f referente a amostra AM-01.



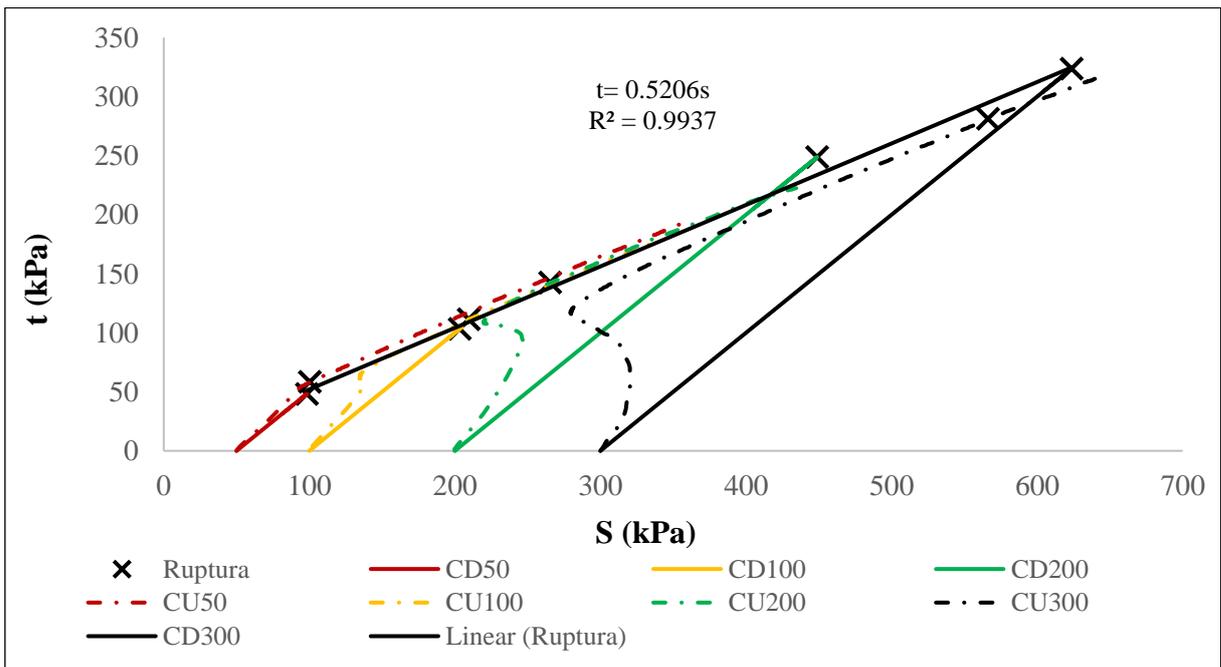
Fonte: Autor

Gráfico 27: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha kf referente a amostra AM-02.



Fonte: Autor

Gráfico 28: Trajetória de tensões no espaço S versus t e ajuste da linha kf referente a amostra AM-03.



Fonte: Autor.

O coeficiente linear (m') e o coeficiente angular ($\text{tg}\alpha'$) da linha k_f foi determinado através do ajuste linear. Os parâmetros de resistência efetivo do solo (c' e ϕ') foram determinados através das Equações 44 e 45.

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan \alpha') \quad \text{Equação 44}$$

$$c' = \frac{m'}{\cos \phi'} \quad \text{Equação 45}$$

Os parâmetros efetivos da linha k_f e da envoltória de resistência das amostras estudadas estão expressos na Tabela 12.

Tabela 12: Parâmetros efetivos da linha k_f e da envoltória de resistência obtidos através dos ensaios CD e CU.

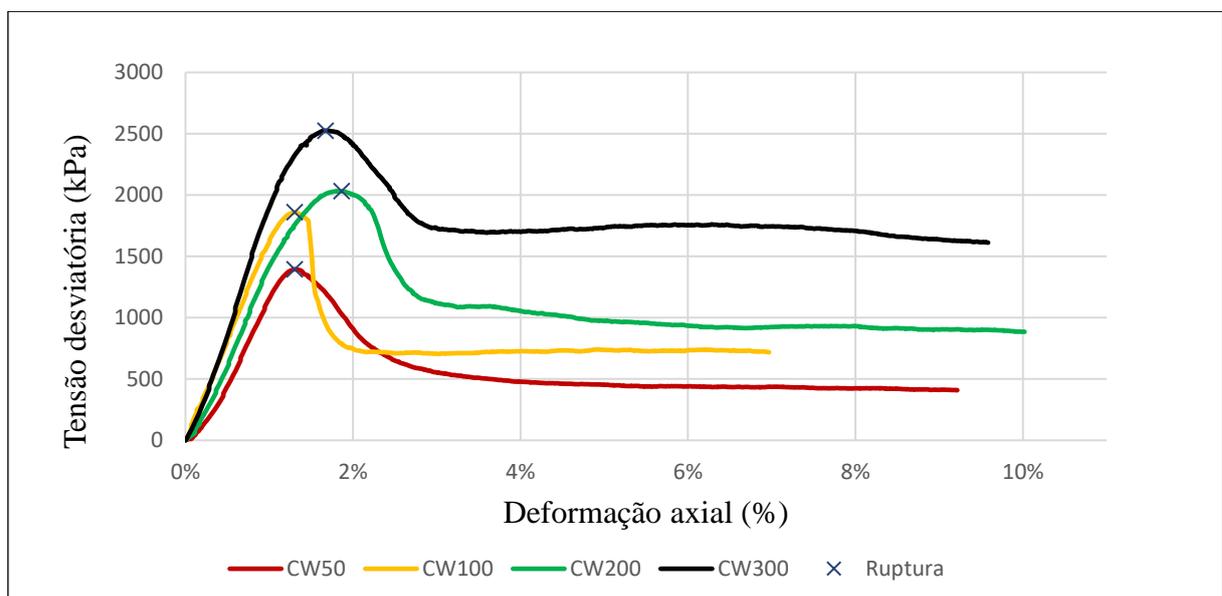
Amostra	linha K_f		Envoltória de Resistência	
	m' (kPa)	α' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
AM-01	15,24	26,71	17,63	30,21
AM-02	10,44	26,36	12,01	29,67
AM-03	0,00	27,50	0,00	31,37

Fonte: Autor.

4.3.3.2 Ensaios de compressão triaxial consolidado drenado na condição de umidade higroscópica (CW)

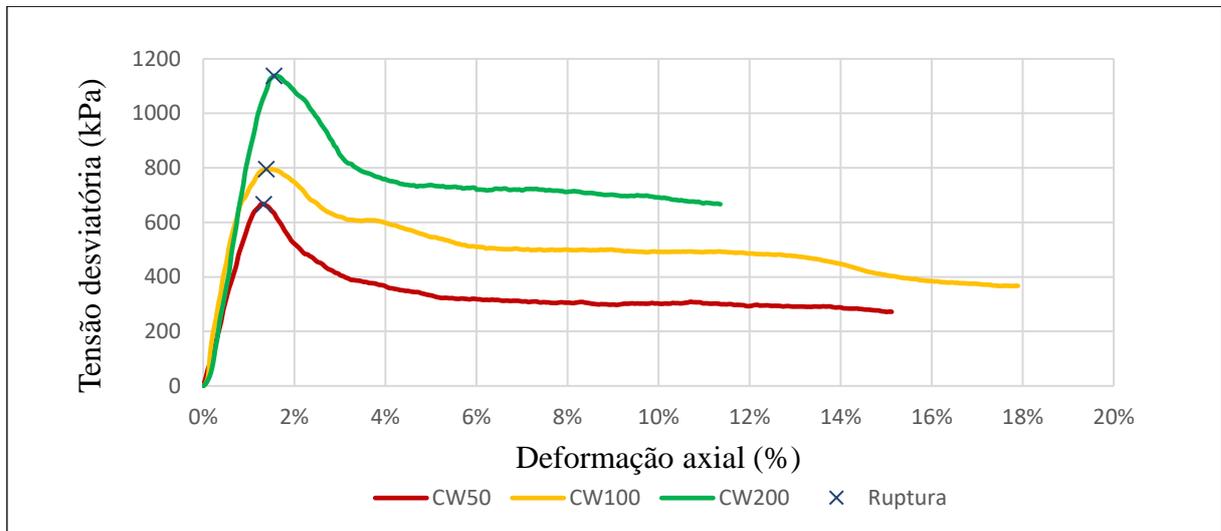
As curvas tensão *versus* deformação dos ensaios triaxiais não saturados com corpos de prova seco ao ar das amostras AM-01, AM-02 e AM-03 estão apresentadas nos Gráficos 29, 30 e 31, respectivamente. Os pontos de ruptura estão identificados nos gráficos.

Gráfico 29: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-01.



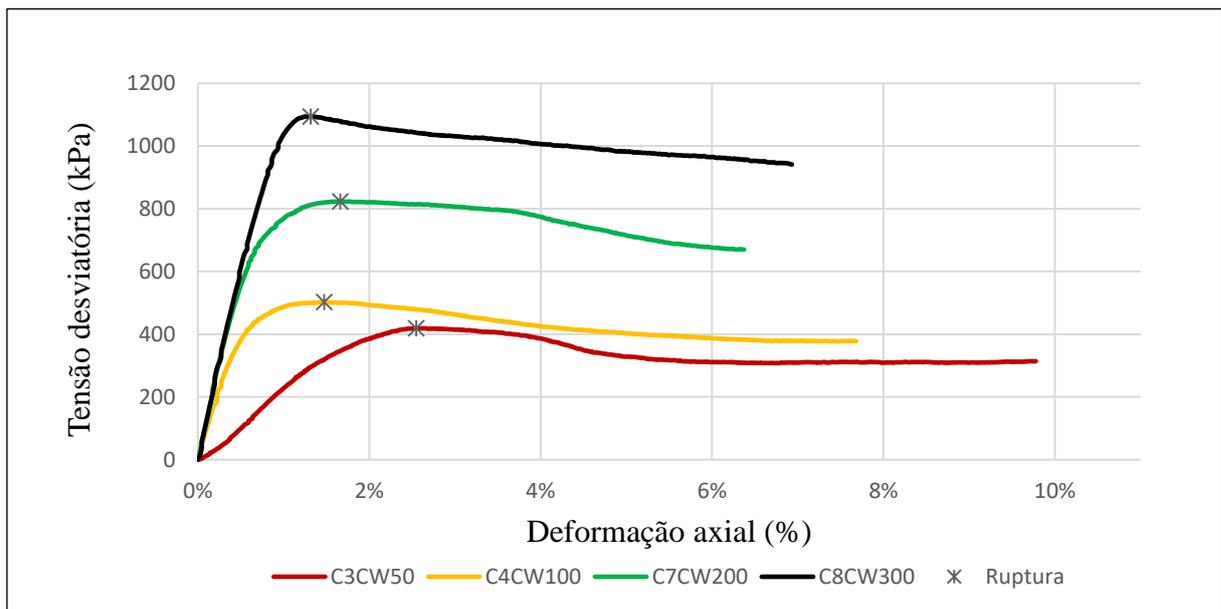
Fonte: Autor.

Gráfico 30: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-02.



Fonte: Autor

Gráfico 31: Tensão desviatória versus deformação axial referente ao ensaio CW da amostra AM-03.



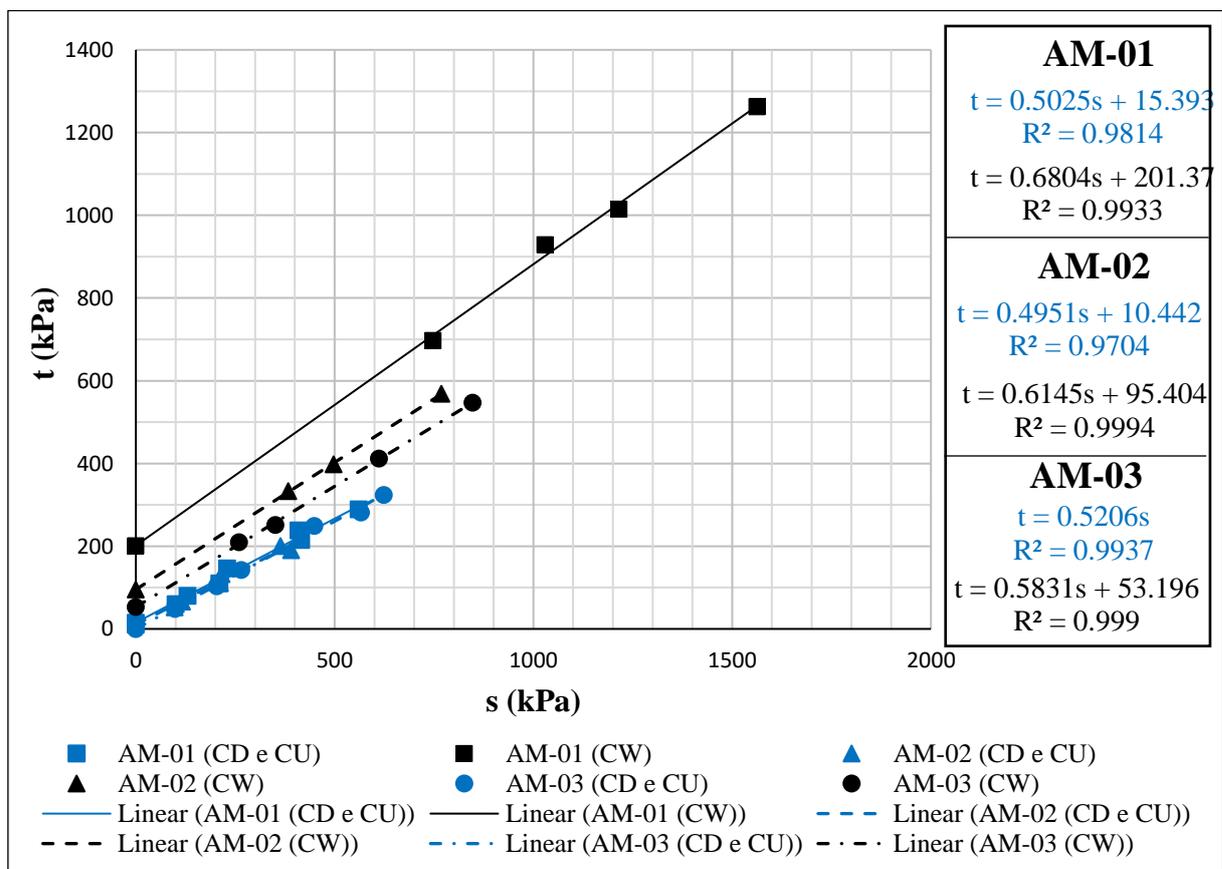
Fonte: Autor.

Os valores de deformação axial e tensão desviatória na ruptura estão apresentados na Tabela 4.9. Os picos de resistência para as tensões confinantes de 50, 100, 200 e 300 kPa ocorreram entre 1 e 3% de deformação. Todas as amostras apresentaram picos bem determinados, independentemente do nível de confinamento. Ao contrário do que foi observado nos ensaios CD, a resistência residual se mostrou bastante diferente da resistência de pico. Os ensaios da amostra AM-03 são os que apresentaram picos menos pronunciados.

Os valores de resistência encontrados para as tensões confinantes de 50,100, 200 e 300 kPa foram substancialmente superiores se comparados com os resultados obtidos nos ensaios saturados (CD e CU). Isso se deve ao acréscimo de resistência devido a existência de sucção. Nessa série de ensaios, o incremento de tensão confinante se mostrou menos significativo no aumento da resistência (tensão desviatória) do que nas séries de ensaios CD e CU. Nota-se então que a resistência de um solo residual parece ser mais influenciada pela sucção presente e menos pelo nível de confinamento aplicado. Não se pode descartar a interferência de outros mecanismos, como o desenvolvimento de cimentação no processo de secagem (Freitas Neto, 2008). O fato das amostras estudadas possuírem características lateríticas alimenta a hipótese de desenvolvimento de cimentação durante a secagem.

O Gráfico 32 compara as linhas k_f dos ensaios CW com as linhas k_f obtida através dos ensaios saturados (CD e CU). Os parâmetros da envoltória de resistência foram calculados a partir dos parâmetros da linha k_f . A Tabela 13 apresenta, para todas as amostras, os parâmetros da linha k_f e da envoltória de resistência obtidos através dos ensaios CW.

Gráfico 32: Comparação entre os resultados saturados e não saturados.



Fonte: Autor.

Tabela 13: Parâmetros efetivos da linha k_f e da envoltória de resistência. Obtidos através dos ensaios CW.

Amostra	linha K_f		Envoltória de Resistência	
	m' (kPa)	α' (°)	C_{ultimo} (kPa)	Φ_{ultimo} (°)
AM-01	202,98	34,16	276,38	42,74
AM-02	95,40	31,57	120,93	37,92
AM-03	53,20	30,24	65,48	35,67

Fonte: Autor

A amostra AM-01 apresentou a maior coesão (276,38 kPa), provavelmente devido a sua maior quantidade finos e a amostra AM-03 apresentou a menor coesão (65,48) kPa, que por sua vez apresenta a menor quantidade de finos. Esse elevado aumento no intercepto de coesão quando comparado a condição saturada é atribuído ao surgimento de coesão aparente causada pela sucção. Observa-se que o ângulo de atrito também aumenta significativamente quando se compara com a condição saturada, atingindo valores 41%, 28% e 16% maiores para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente. Comportamento semelhante foi observado por Souza (2018). Na condição saturada todas as amostras apresentaram ângulo de atrito em torno de 30° e coesão próxima de zero.

4.3.4 Compressão diametral

A Tabela 14 apresenta os índices físicos dos corpos de prova ensaiados e suas respectivas resistências a tração. Como esperado, a amostra AM-01 apresentou o maior valor de resistência a tração, em torno de 100 kPa, na condição de teor de umidade seco ao ar. Nessa mesma condição, a amostra AM-03 foi a que registrou a menor resistência a tração, aproximadamente 37 kPa. Esses resultados são coerentes com os valores de resistência ao cisalhamento encontrados nos ensaios CW, em que a amostra AM-01 também se apresentou como a mais resistente.

Observa-se, para todas as amostras, uma diminuição significativa de resistência com o aumento do grau de saturação, atingindo valores desprezíveis de resistência para elevados teores de umidade. Isso evidencia que a resistência a tração das amostras é devida a sucção desenvolvida nos solos não saturados. A Tabela 14 mostra que a amostra AM-03 apresenta resistência a tração próxima de zero para um grau de saturação de 34%, enquanto as amostras AM-01 apresentou resistência de 11,86 kPa para um grau de saturação de 65% e a amostra AM-02 registrou resistência de 36,79 kPa para um grau de saturação de 32%. Conclui-se então que a queda de resistência da amostra AM-03 é mais acentuada, que pode ser justificado pelo baixo valor de entrada de ar (aproximadamente 2 kPa) da sua curva de retenção, valor bem inferior

quando comparado com o segundo valor de entrada de ar das curvas bimodais das amostras AM-01 e AM-02 (aproximadamente 7000 kPa).

Tabela 14: Resultado dos ensaios de compressão diametral.

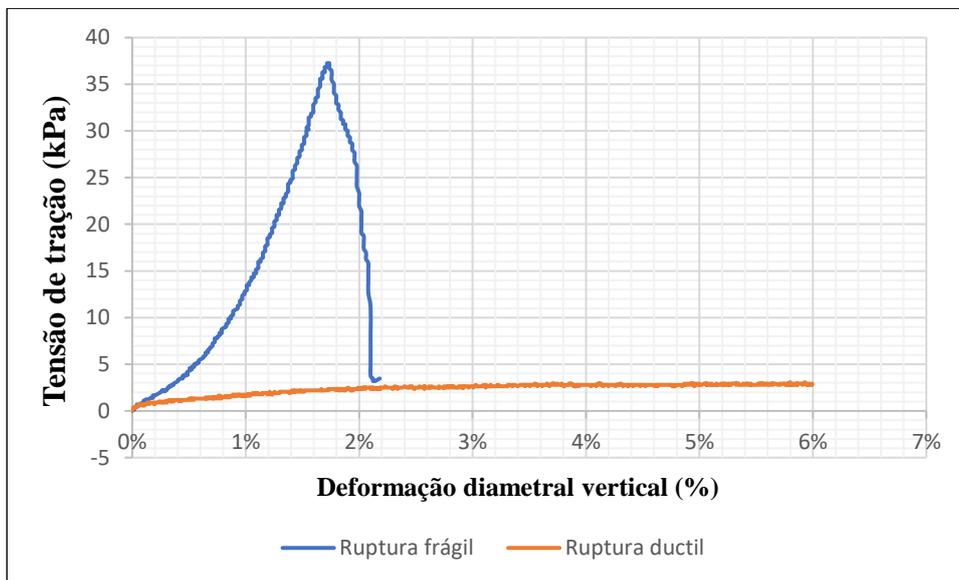
AMOSTRA	ρ_d (g/cm ³)	e	w (%)	θ (cm ³ /cm ³)	S (%)	Resistência a tração (kPa)	Tipo de Ruptura
AM-01	1,87	0,41	1,32%	0,02	9%	90,32	Frágil
	1,89	0,39	1,89%	0,04	13%	105,02	Frágil
	1,88	0,40	2,01%	0,04	13%	101,12	Frágil
	1,86	0,41	10,17%	0,19	65%	11,68	Frágil
	1,84	0,43	12,72%	0,23	79%	3,08	Dúctil
	1,87	0,41	13,15%	0,25	86%	4,04	Dúctil
AM -02	1,77	0,49	0,40%	0,01	2%	80,20	Frágil
	1,82	0,45	5,44%	0,10	32%	36,79	Frágil
	1,78	0,48	6,14%	0,11	33%	51,35	Frágil
	1,79	0,47	10,33%	0,18	58%	0,77	Dúctil
	1,68	0,57	11,83%	0,20	55%	1,41	Dúctil
AM-03	1,65	0,59	0,35%	0,01	2%	37,72	Frágil
	1,64	0,61	0,32%	0,01	1%	37,26	Frágil
	1,54	0,70	1,83%	0,03	7%	29,15	Frágil
	1,58	0,66	8,49%	0,13	34%	0,27	Dúctil
	1,55	0,70	12,10%	0,19	45%	0,14	Dúctil

Fonte: Autor.

O Gráfico 33 mostra as curvas tração *versus* deformação diametral de um corpo de prova ensaiado com baixo teor de umidade e outro corpo de prova ensaiado com o teor de umidade mais elevado. Para baixos valores de umidade, os corpos de prova rompiam de forma frágil, totalmente ao longo do seu eixo vertical. Em corpos de prova com alto teor de umidade a ruptura ocorria de forma dúctil, sendo necessário maiores deformações para atingir a resistência máxima.

Para os altos teores de umidade, as elevadas deformações a que os solos foram submetidos até a ruptura podem ter criado uma distribuição de tensões não condizentes com a teoria do ensaio Brasileiro. No entanto, esses resultados foram considerados na análise, com a ressalva que a resistência a tração pode não estar bem definida no caso dos ensaios em que se desenvolveu ruptura dúctil (Tabela 14)

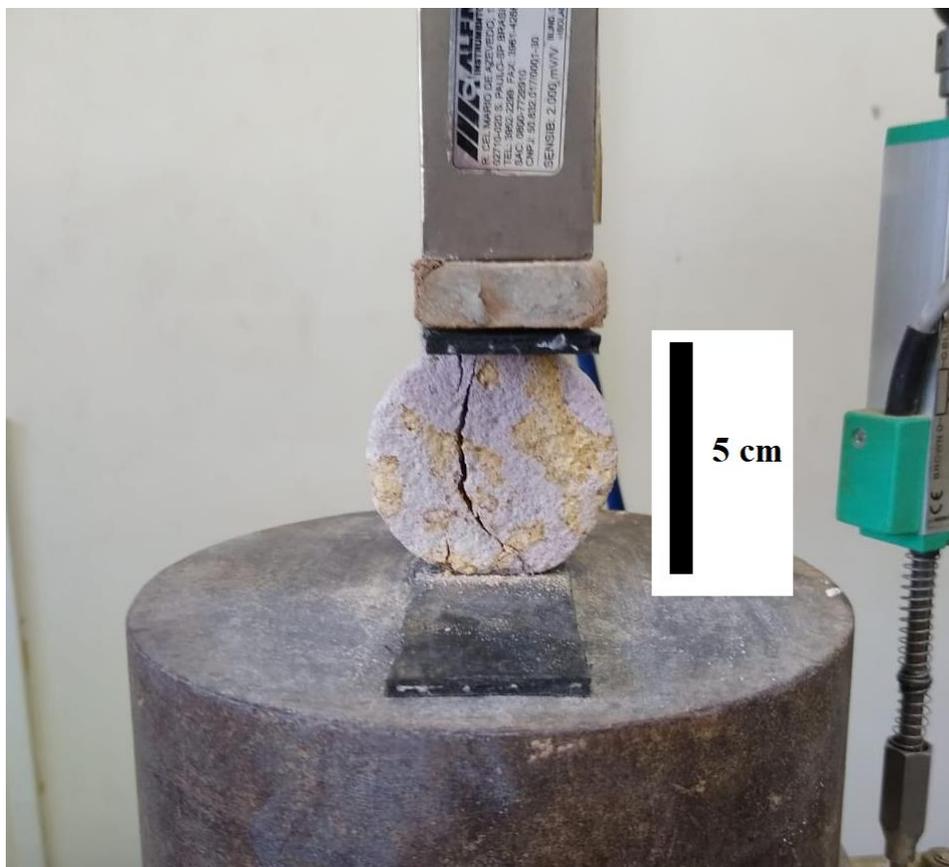
Gráfico 33: Exemplos de resultados obtidos para corpos de prova ensaiados com alto e baixo teor de umidade.



Fonte: Autor.

A figura 49 mostra a ruptura de um dos corpos de prova ensaiados. Observa-se que a ruptura se desenvolveu ao longo do eixo vertical.

Figura 49: Ruptura de um dos corpos de prova ensaiados.

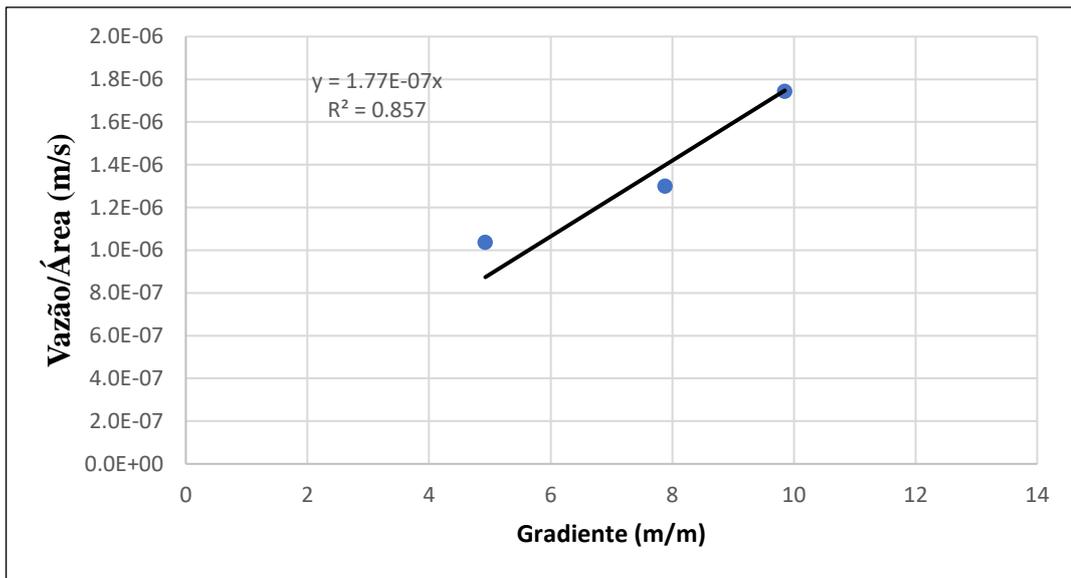


Fonte: Autor.

4.3.5 Ensaio de Permeabilidade

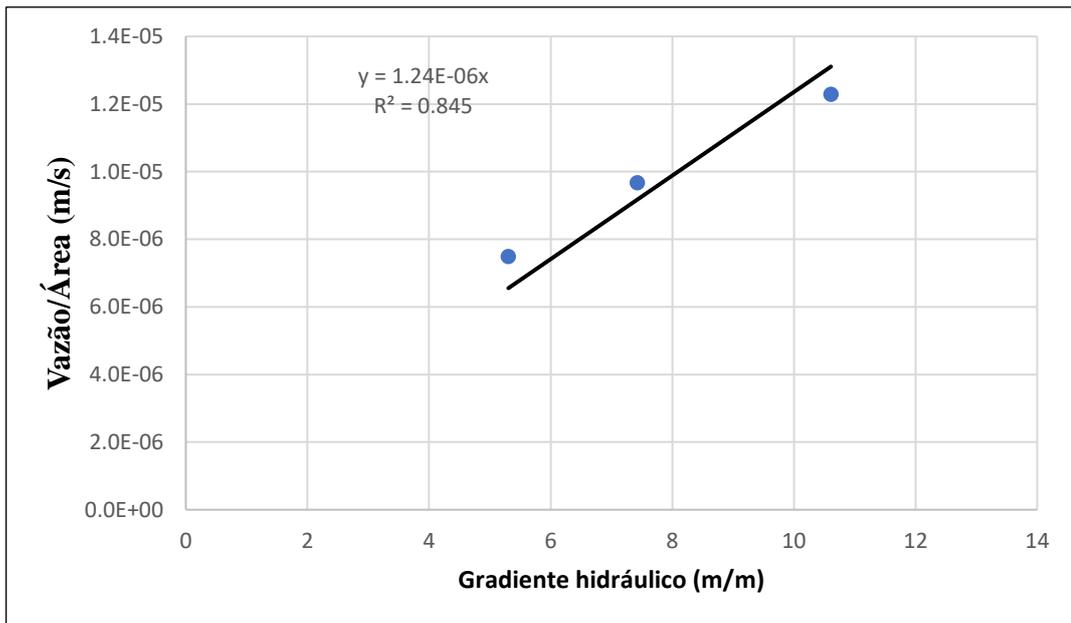
Os Gráficos 34, 35 e 36 mostram o comportamento da velocidade de percolação (vazão/área do CP) *versus* gradiente hidráulico das amostras AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente. O coeficiente de permeabilidade (k) para cada amostra foi obtido a partir do ajuste linear dos pontos, onde o coeficiente angular da reta é o próprio coeficiente de permeabilidade do solo ensaiado.

Gráfico 34: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-01.



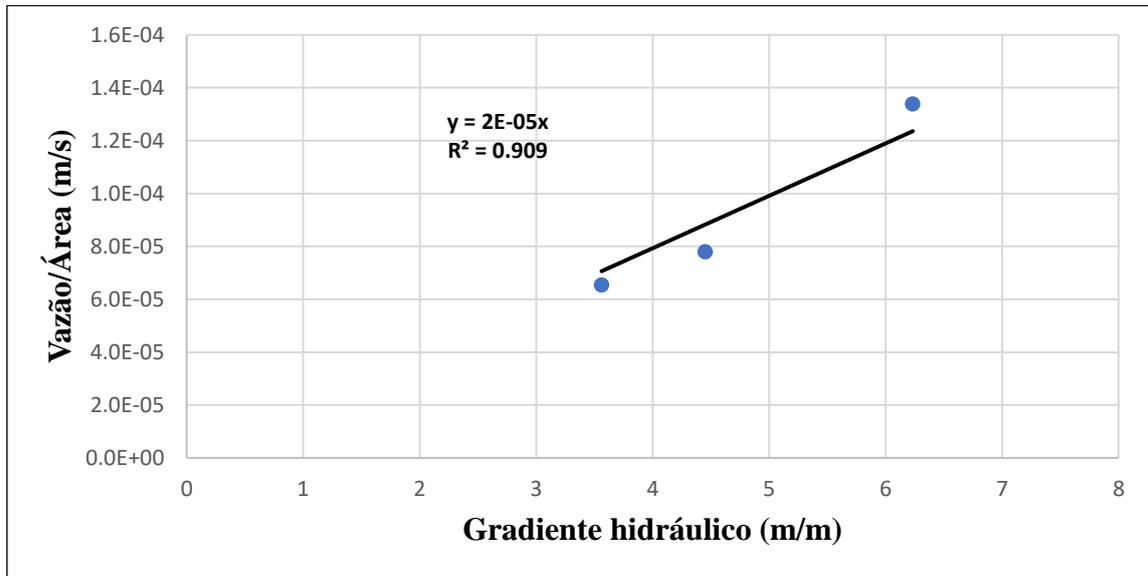
Fonte: Autor.

Gráfico 35: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-02.



Fonte: Autor.

Gráfico 36: Velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para a amostra AM-03.



Fonte: Autor.

A Tabela 15 apresenta os dados dos CP's ensaiados e os respectivos coeficientes de permeabilidade obtidos. Os valores apresentados se referem a permeabilidade corrigida para a temperatura de 20° (k_{20°). A amostra do topo (AM-03) é a mais permeável dos solos estudados, apresentando coeficiente de permeabilidade compatível com uma areia pura. As amostras AM-01 e AM-02 apresentam permeabilidade compatível com areias siltosa, sendo a amostra AM-01 menos permeável, provavelmente devido ao seu maior percentual de finos e menor índice de vazios.

Tabela 15: Dados dos CP's ensaiados e valores de k_{20} obtidos.

Amostra	Dados do CP				k_{20° (m/s)
	γ_d (g/cm ³)	e	w final	S _{final} (%)	
AM-01	2,01	0,32	12,83%	100%	$1,65 \times 10^{-7}$
AM-02	1,87	0,41	13,60%	88%	$1,16 \times 10^{-6}$
AM-03	1,67	0,58	19,68%	90%	$1,62 \times 10^{-5}$

Fonte: Autor.

4.3.6 Previsão da resistência não saturada pelo método de Vilar (2006)

Com os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados com a amostra saturada e no teor de umidade higroscópico, foi possível prever a resistência não saturada através do modelo hiperbólico de Vilar (2006). Na Tabela 16 estão apresentados os parâmetros de resistência utilizados no ajuste e os valores, obtidos através do ajuste, de a e b da Equação 34.

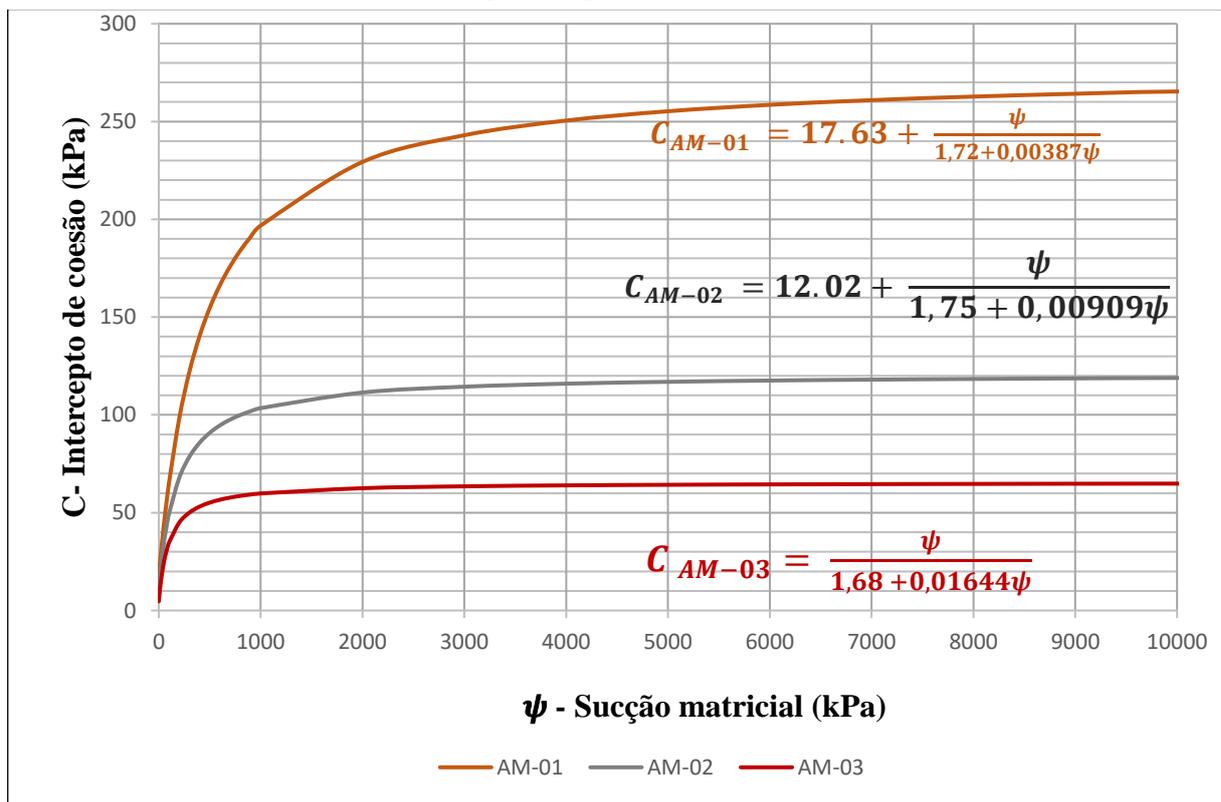
Tabela 16: Dados referente ao ajuste hiperbólico de Vilar (2006)

Amostra	c' (kPa)	c _{ultimo} (kPa)	Φ' (°)	a	b
AM-01	17,8	276,4	30,2	1,72055	0,00387
AM-02	12,0	122,2	29,7	1,75487	0,00908
AM-03	4,6	65,5	30,7	1,68349	0,01644

Fonte: Autor

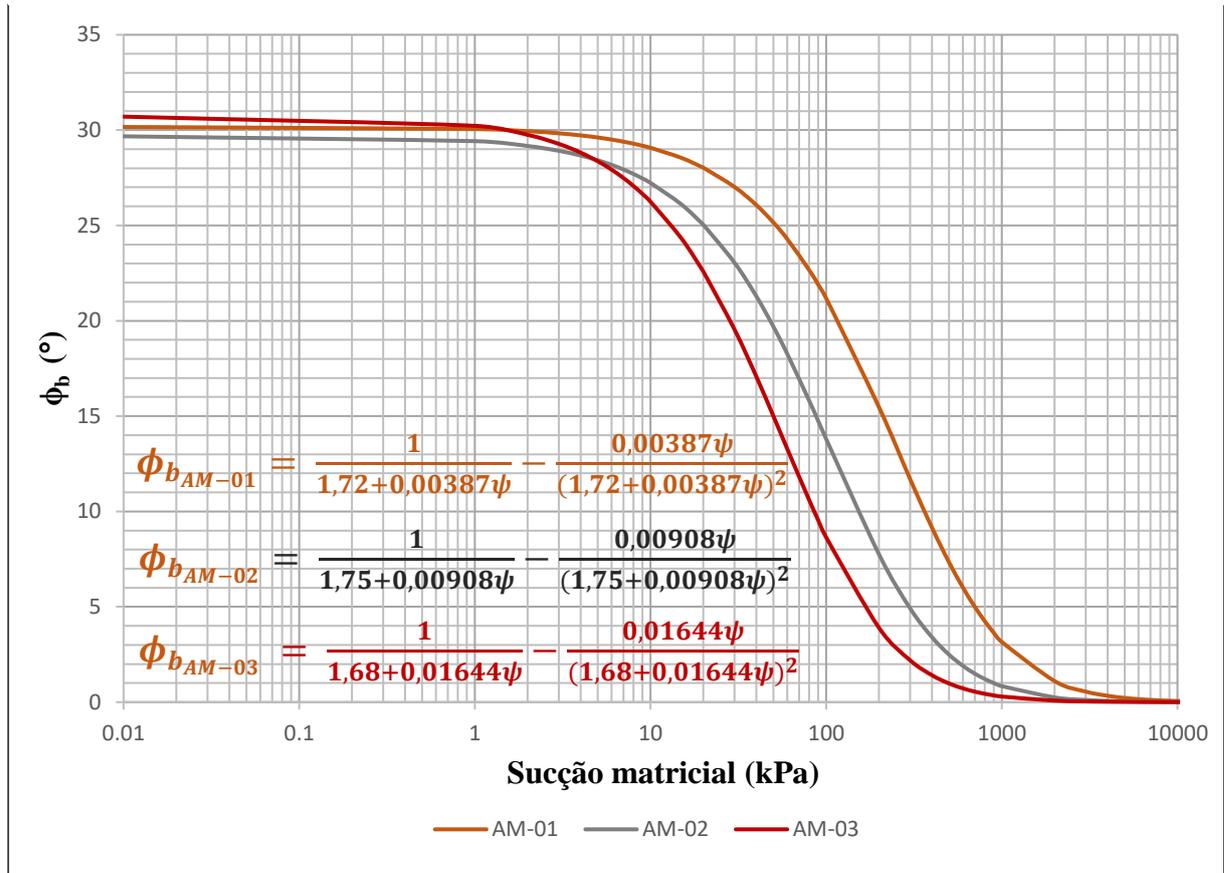
O Gráfico 37 mostra os ajustes hiperbólicos e suas respectivas equações. Observa-se que a amostra AM-01 apresenta o maior ganho de resistência com o aumento da sucção. Em seguida, em termos de ganho de resistência tem-se a AM-02 e observa-se que a AM-03 é a que apresenta menor ganho.

Gráfico 37: Ajuste hiperbólico de Vilar (2006).



Fonte: Autor

O Gráfico 38 apresenta as funções Φ_b versus sucção matricial obtidas derivando a Equação 34, referente a cada amostra. Observa-se que o ângulo Φ_b é igual a Φ' até 3 kPa, aproximadamente, em seguida o valor de Φ_b decresce atingindo valores próximos de zero para elevadas sucções (>1000 kPa).

Gráfico 38: Função Φ_b versus sucção matricial obtido através do método de Vilar (2006)

Fonte: Autor

5 Análise de estabilidade

5.1 Metodologia

Foram realizadas análises de estabilidade determinísticas considerando diferentes condições geotécnicas. Para facilitar o entendimento, cada condição modelada foi nomeada de hipótese. Para as análises de estabilidade foram assumidas quatro diferentes hipóteses.

Foram utilizados os resultados obtidos dos ensaios executados como dados de entrada nas hipóteses estudadas. Para as modelagens, foi utilizado o pacote de programas da Geostudio (2007), mais especificamente o SEEP/W e SLOPE/W. A Tabela 17 apresenta os pesos específicos e os parâmetros de resistência adotados nas análises.

Tabela 17: Parâmetros adotados para as análises de estabilidade.

Amostra	Condição saturada			Condição de umidade zero.		
	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	γ (kN/m ²)	c' (kPa)	Φ' (°)
AM-01 (Base)	21,7	17,6	30,2	18,8	276,4	42,7
AM-02 (Meio)	20,9	12,0	29,7	17,6	120,9	37,9
AM-03 (Topo)	20,3	0,0	31,4	16,5	65,5	35,7

Fonte: Autor

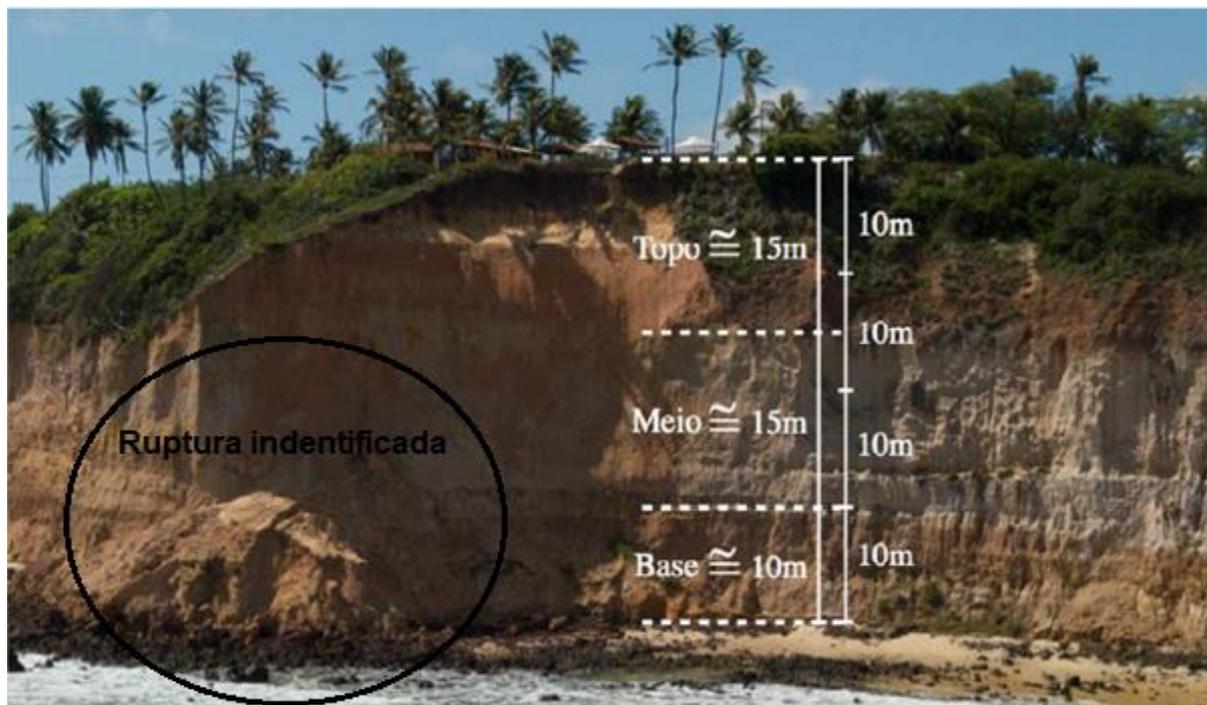
A hipótese 1 foi analisada considerando todo o maciço na condição não saturada. Portanto foram utilizados os parâmetros de resistência provindos dos ensaios triaxial CW. Para a hipótese 2, todas as camadas foram consideradas saturadas, utilizando assim os parâmetros provindos dos ensaios triaxiais CD e CU. A hipótese 3 foi analisada considerando o avanço da frente de umedecimento devido a infiltração da água de chuva no topo da falésia. O avanço da frente de umedecimento foi modelado utilizando as curvas de retenção (Gráficos 7, 8 e 9) e o coeficiente de permeabilidade saturado (Tabela 15) obtidos experimentalmente. Por fim, a hipótese 4 consistiu na retroanálise de uma ruptura identificada em campo (Figura 50). A finalidade da retroanálise foi avaliar as condições sob as quais ocorreu a ruptura.

Silva (2019) realizou análises probabilísticas de estabilidade e retroanálises na falésia da praia de Barra de Tabatinga, utilizando dados de resistência de vários trabalhos referentes a Formação Barreiras no estado do RN. Os resultados obtidos neste trabalho foram comparados com os obtidos por Silva (2019).

As análises foram realizadas considerando uma secção típica observada por Silva (2019). Utilizando um barômetro acoplado a um drone, Silva (2019) realizou um reconhecimento aéreo de toda falésia, a partir do qual determinou as alturas espessuras de cada camada constituinte da falésia, na posição em que foi observado o movimento de massa de

maior expressão. A Figura 50 mostra as espessuras aproximadas de cada camada constituinte da falésia. A secção considerada nas análises possui inclinação de 90° , 32 m de extensão e altura total de 40 m, sendo: 10 m de camada de base, 15 m de camada de meio e 15 m de camada de topo.

Figura 50: Falésia com indicação da altura total (40m) e as alturas de cada camada constituinte.



Fonte: Silva (2019)

5.2 Resultados e discussões

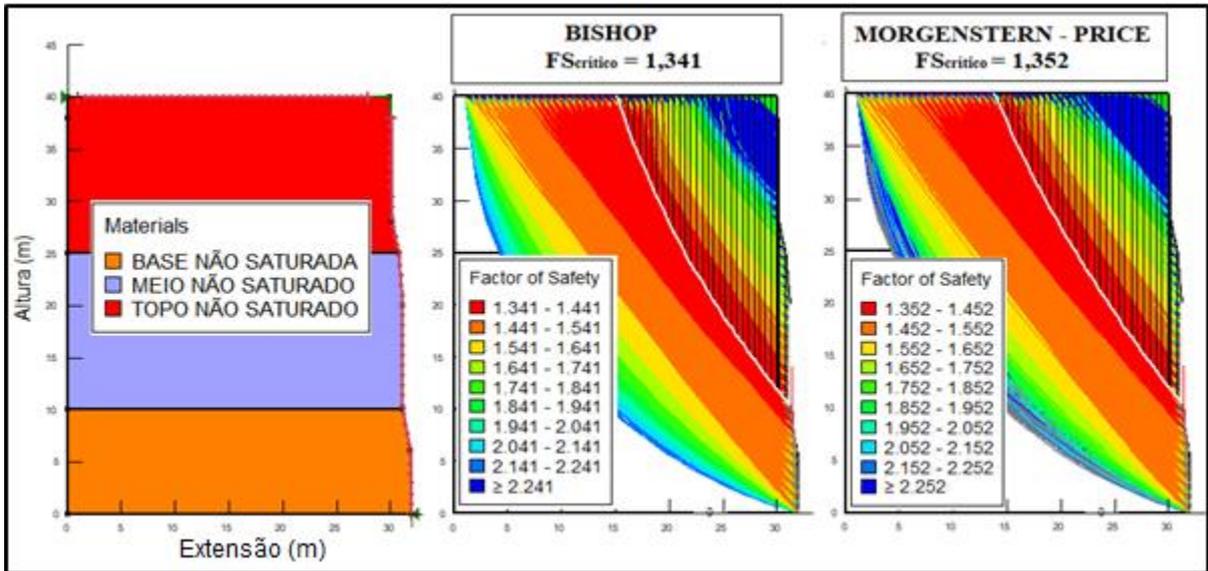
5.2.1 Hipótese 1

Na hipótese 1 a falésia foi modelada considerando o maciço todo na condição seca (umidade higroscópica). Essa condição representa a situação mais favorável a segurança do maciço. Desse modo, 81630 superfícies foram calculadas considerando o método de Bishop e o método de Morgenstern-Price.

A Figura 51 mostra os resultados obtidos para ambos os métodos. Observa-se que não há uma diferença significativa da superfície de ruptura crítica (linha branca) e do $FS_{\text{crítico}}$ entre os métodos. O método de Bishop apresentou $FS_{\text{crítico}} = 1,341$, enquanto no método de Morgenstern-Price o $FS_{\text{crítico}}$ resultou em 1,352. Silva (2019) obteve, para a hipótese 1, um $FS_{\text{crítico}}$ médio de 1,655 pelo método de Morgenstern-Price e uma probabilidade de ruptura de 0,239% (Figura 52). O presente trabalho obteve um $FS_{\text{crítico}}$ menor do que o encontrado por Silva (2019), pois os valores de coesão na condição seca, obtidos experimentalmente nesse trabalho, foram menores que os parâmetros médios utilizados nas análises de Silva (2019), com

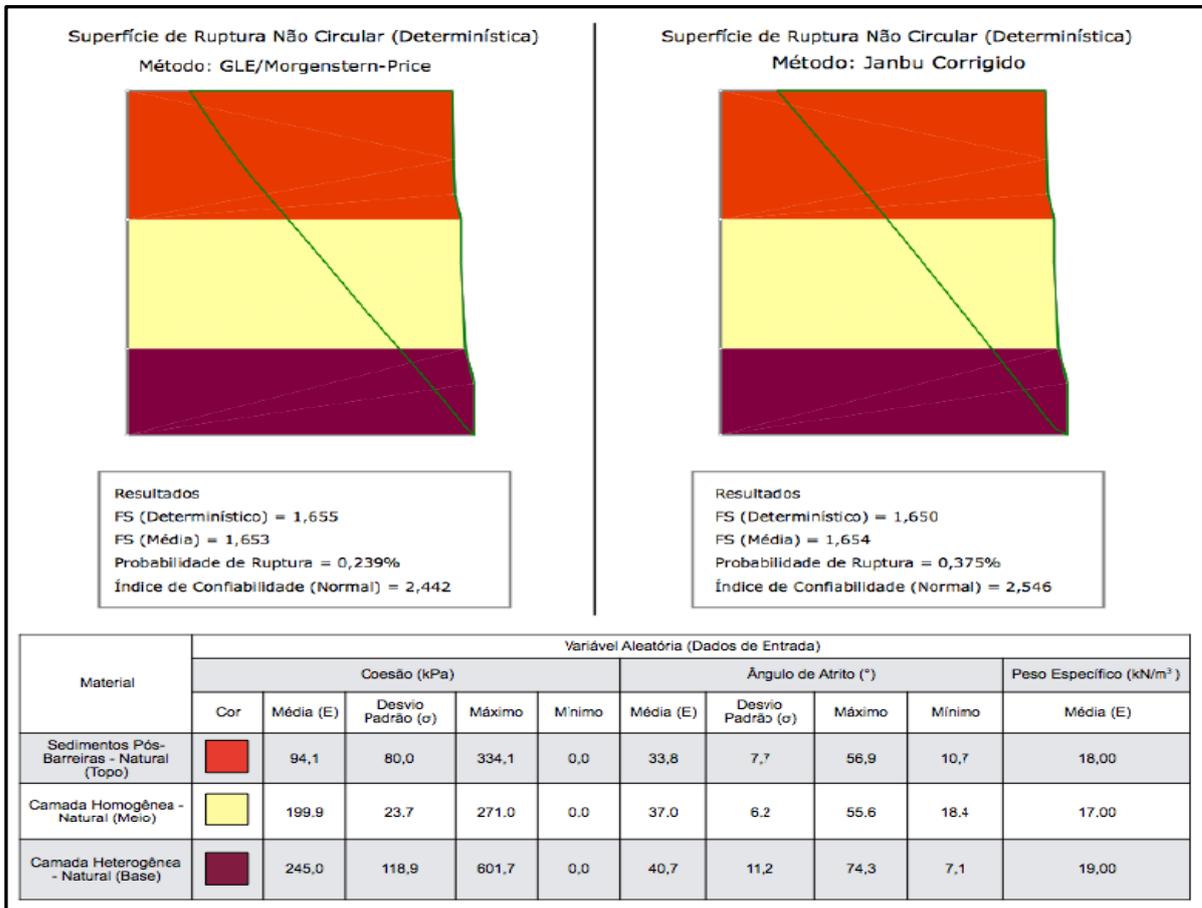
exceção da camada da base. Observa-se também uma diferença na superfície crítica, na qual no trabalho de Silva (2019) passa pelo pé da falésia.

Figura 51: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 1.



Fonte: Autor.

Figura 52: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 1 obtido por Silva (2019)



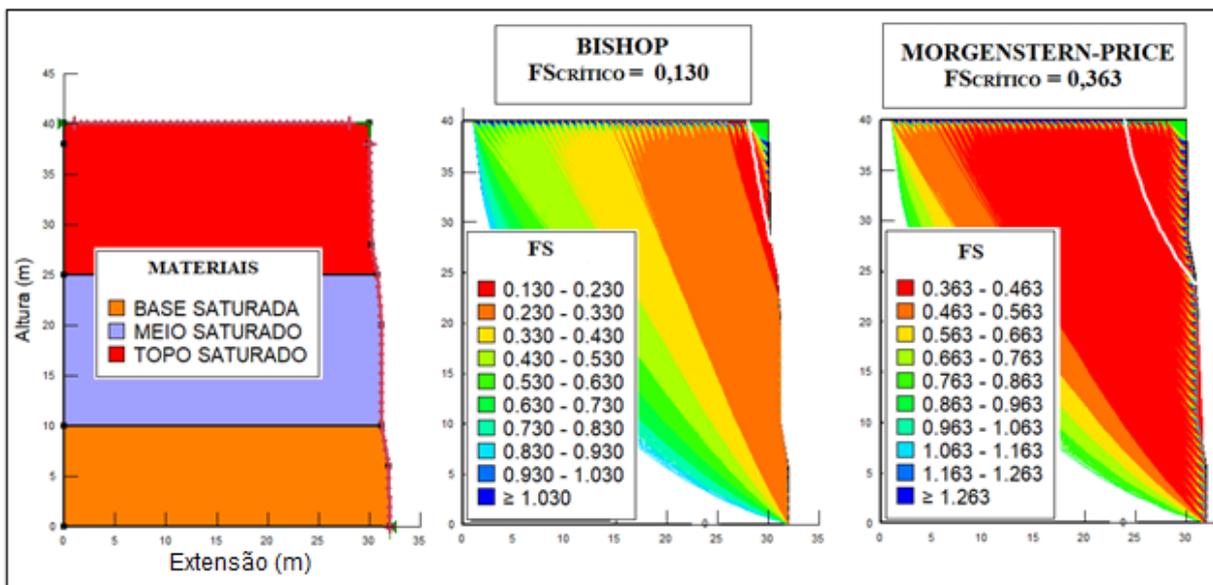
Fonte: Silva (2019)

5.2.2 Hipótese 2.

A hipótese 2 foi modelada considerando toda a falésia na condição saturada. A geometria e a estratigrafia são as mesmas da hipótese 1, porém os parâmetros de entrada utilizados nesse caso são os referentes a condição saturada. Essa condição representa a situação mais desfavorável à segurança da falésia. Na prática, essa condição não é atingida, pois as frente de saturação avança de forma descendente, sendo improvável que materiais mais profundos alcancem graus de saturação elevados.

Assim sendo, 57.796 superfícies foram calculadas considerando o método de Bishop e o método de Morgenstern-Price para a hipótese 2. Os resultados estão mostrados na Figura 54. Observa-se que há uma diferença da superfície de ruptura crítica (linha branca) e do $FS_{\text{crítico}}$ entre os métodos. O método de Bishop apresentou um $FS_{\text{crítico}}$ menor (0,130), enquanto o método de Morgenstern-Price resultou em um $FS_{\text{crítico}}$ de 0,363. Para ambos os métodos, os $FS_{\text{críticos}}$ estão abaixo da unidade, o que indica que a ruptura ocorre antes mesmo da saturação completa de toda falésia.

Figura 53: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 2.

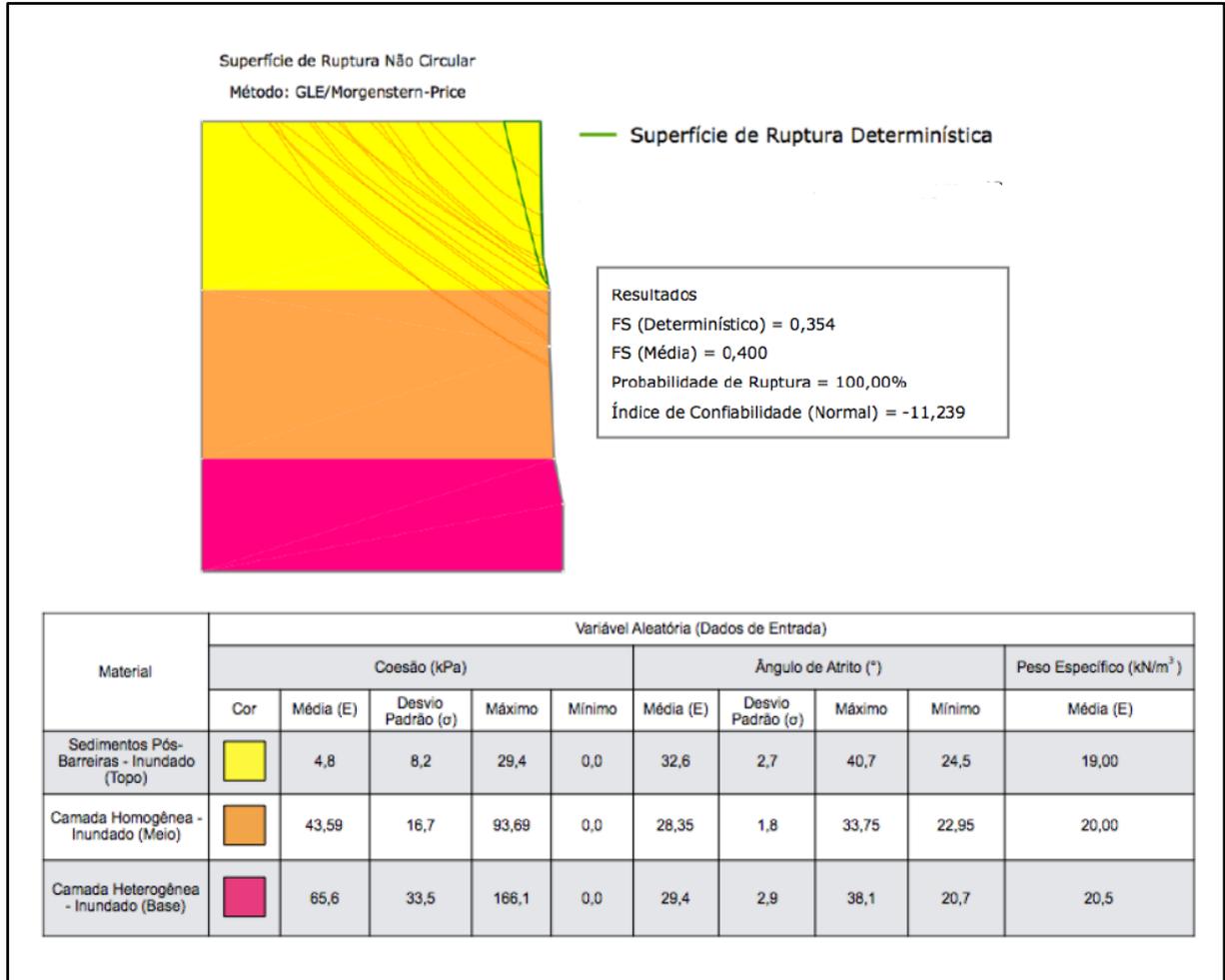


Fonte: Autor

Silva (2019) obteve, para a hipótese 2, um $FS_{\text{crítico}}$ médio de 0,40 pelo método de Morgenstern-Price e uma probabilidade de ruptura de 100% (Figura 55). O presente trabalho obteve um $FS_{\text{crítico}}$ próximo do que o encontrado por Silva (2019), no entanto, as coesões na condição saturada, obtidos experimentalmente neste trabalho, foram menores que os parâmetros médios adotados nas análises de Silva (2019), principalmente os valores referentes

às camadas de base e meio. Os valores de ângulo de atrito adotados por Silva (2019) e os obtidos nesse trabalho não diferem significativamente, sendo próximos de 30° para todas as amostras.

Figura 54: Resultados da análise de estabilidade referente a hipótese 2 obtido por Silva (2019)



Fonte: Silva (2019)

5.2.3 Hipótese 3

5.2.3.1 Simulação do avanço da frente de umedecimento.

A simulação do avanço da frente de umedecimento foi feita através de modelagem numérica, utilizando o software Seep/W (Geostúdio). O Seep/W é um programa de fluxo fundamentado no método dos elementos finitos. Para efeito deste trabalho, usou-se uma malha retangular com quatro nós por elemento, com exceção de regiões próximas a face do talude onde se usou uma malha triangular com três nós (Figura 57).

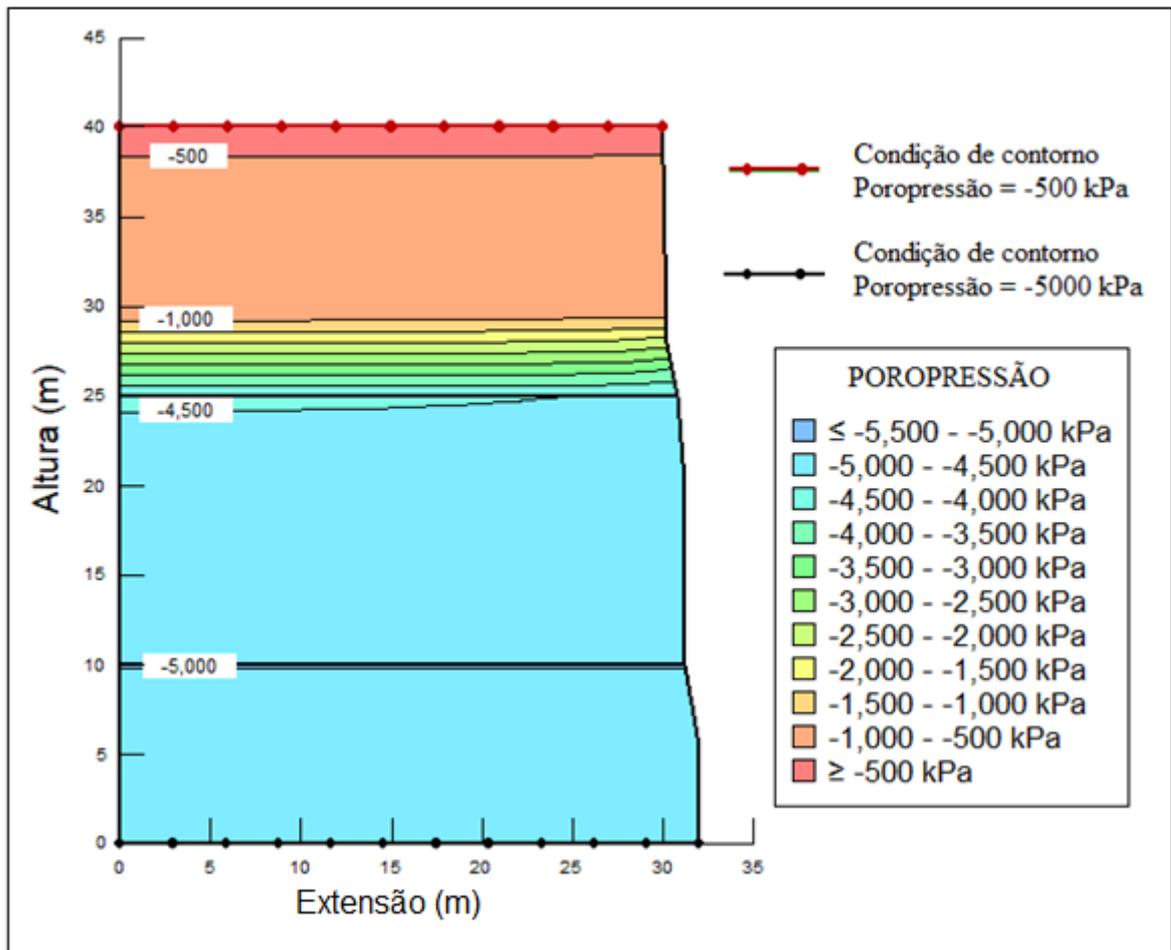
Embora ao longo desta pesquisa tenham sido desenvolvidos atividades de laboratório para obtenção de dados e parâmetros experimentais, na realização da análise de infiltração foram necessárias algumas simplificações na modelagem do problema real em questão, tais como a desconsideração da taxa de evapotranspiração, dos efeitos de histerese (relacionados a

trajetória de secagem e umedecimento da curva de retenção de água no solo) e oscilações da temperatura do solo e da água.

O modelo de material adotado foi saturado/não saturado, sem anisotropia ($k_x/k_y=1$). O programa permitiu introduzir os dados experimentais obtidos referente às curvas características e dos coeficiente de permeabilidade saturado das três camadas estudadas. As funções de condutividade hidráulica dos materiais na condição não saturada foram estimadas através das curvas de retenção pelo método de Fredlund e Xing (1994), que é disponível na própria interface do SEEP/W.

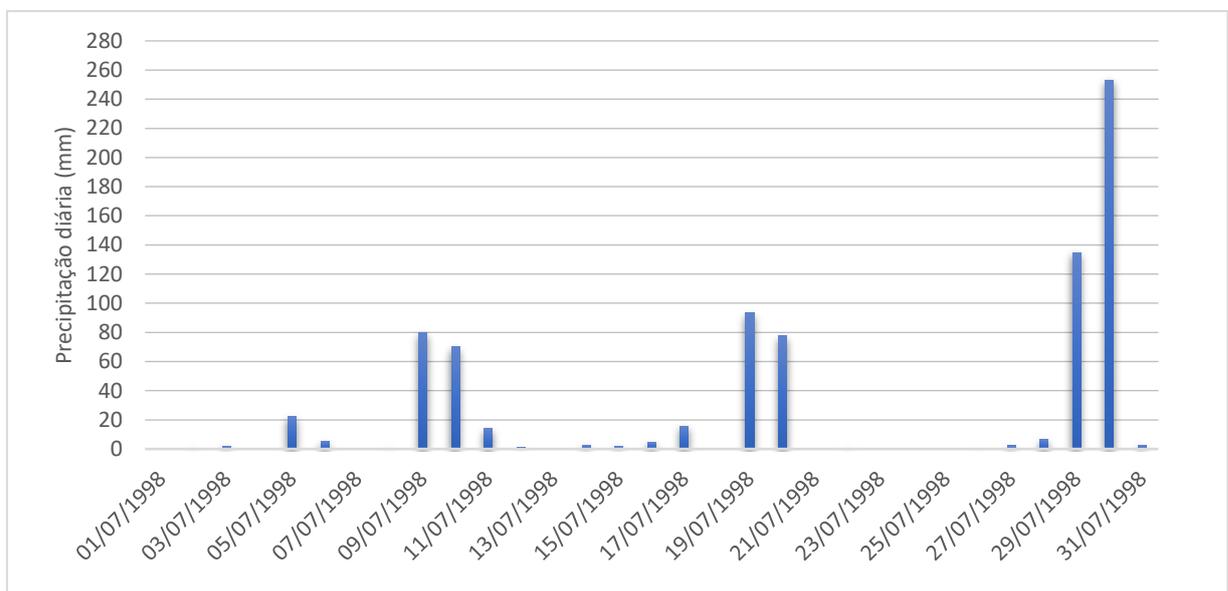
Para realizar a análise de infiltração, foi necessário inicialmente definir a distribuição espacial de poropressões no maciço. Para isso foram definidas poropressões de -500 kPa no topo e -5000 kPa na base da falésia, esses valores de poropressão foram adotados utilizando as curvas de retenção e os valores de umidade das amostras coletadas no topo e na base durante visitas a área de estudo. O perfil de poropressão no maciço foi determinado através de uma análise preliminar de fluxo estacionário, cujo resultado é mostrado na Figura 56.

Figura 55: análise preliminar de fluxo estacionário para determina o perfil de poropressão.



A definição da chuva a ser aplicada no topo da falésia foi definida após uma análise do banco de dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). O INMET possui registros de precipitações de chuvas coletadas em diversas estações ao redor do Brasil. A estação mais próxima da área de estudo é a de Natal/RN. Portanto os dados referentes a essa estação foram utilizados como base nesse estudo. De acordo com o banco de dados, a maior precipitação acumulada mensal registrada é de 791,8mm, que ocorreu em julho de 1998 (Gráfico 39) e a maior precipitação diária registrada foi de 253,2 mm, que também ocorreu em 1998, no dia 30 de julho.

Gráfico 39: Dados de precipitação diária referente a julho de 1998.

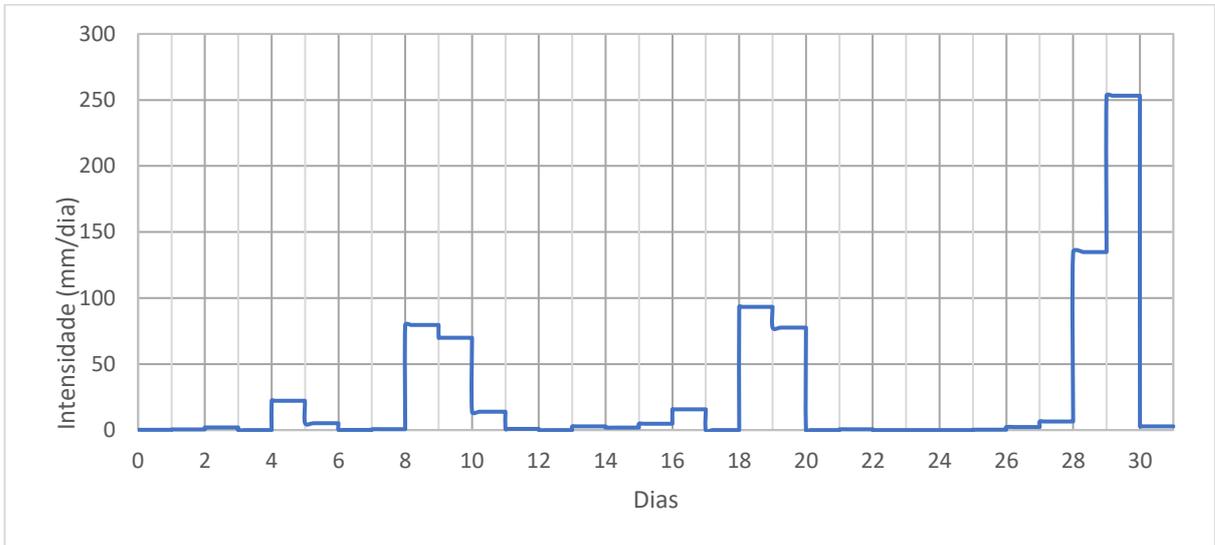


Fonte: Autor

Foi atribuída uma condição de contorno de fluxo hidráulico no topo da falésia (Figura 57) através de uma função de intensidade de precipitação (Gráfico 40), com o intuito de simular as precipitações de julho de 1998. Observa-se que para as análises, as precipitações foram consideradas uniformemente distribuídas (intensidade constante) ao longo de cada dia (Gráfico 40).

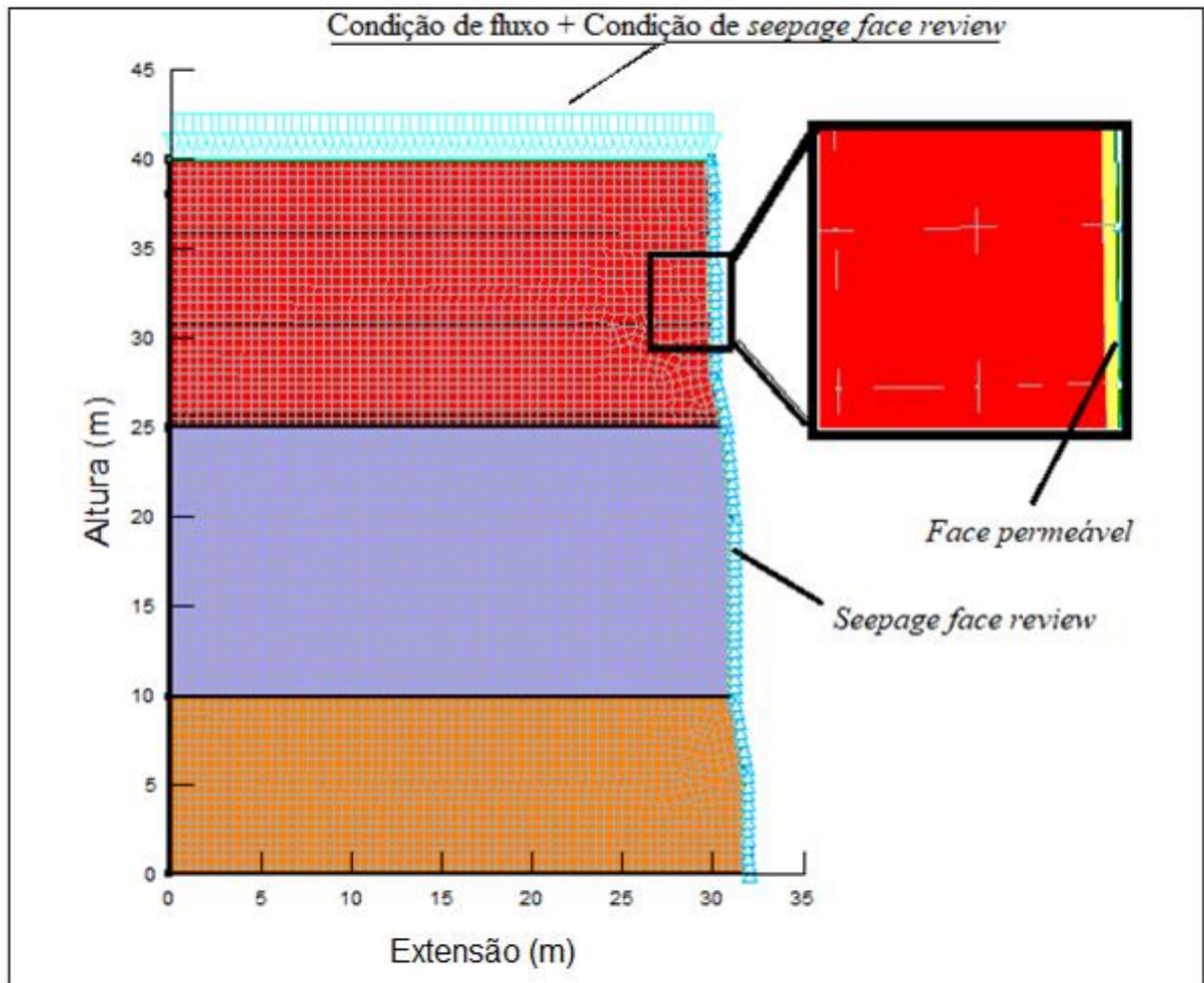
Foi considerado nas análises que o volume precipitado que não infiltra no solo escoava pela superfície instantaneamente, ou seja, não ocorre formação de poças. Com essa condição adotada, o fluxo aplicado não permite o desenvolvimento de pressões neutras na superfície da falésia. Essa condição é garantida pela função *potencial seepage face review*, que faz com que após cada interação, haja uma verificação da condição de pressão neutra na superfície para que ela não adquira valores positivos. Também foi considerado uma interface permeável na face lateral da falésia, de forma a permitir o fluxo através dela (Figura 57).

Gráfico 40: Função de intensidade de precipitação utilizada nas análises.



Fonte: Autor

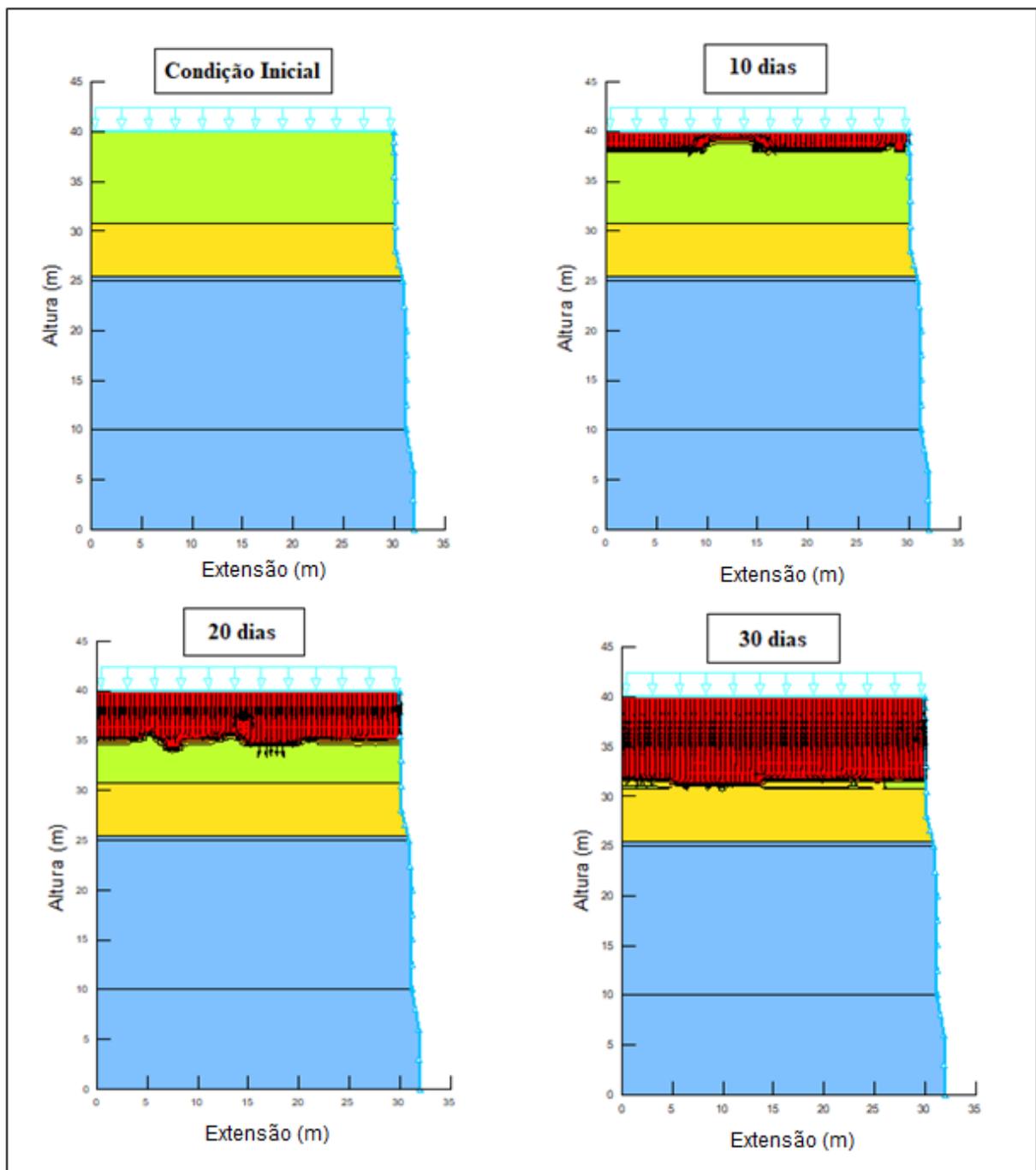
Figura 56: Condições de contorno utilizadas na análise de infiltração.



Fonte: Autor

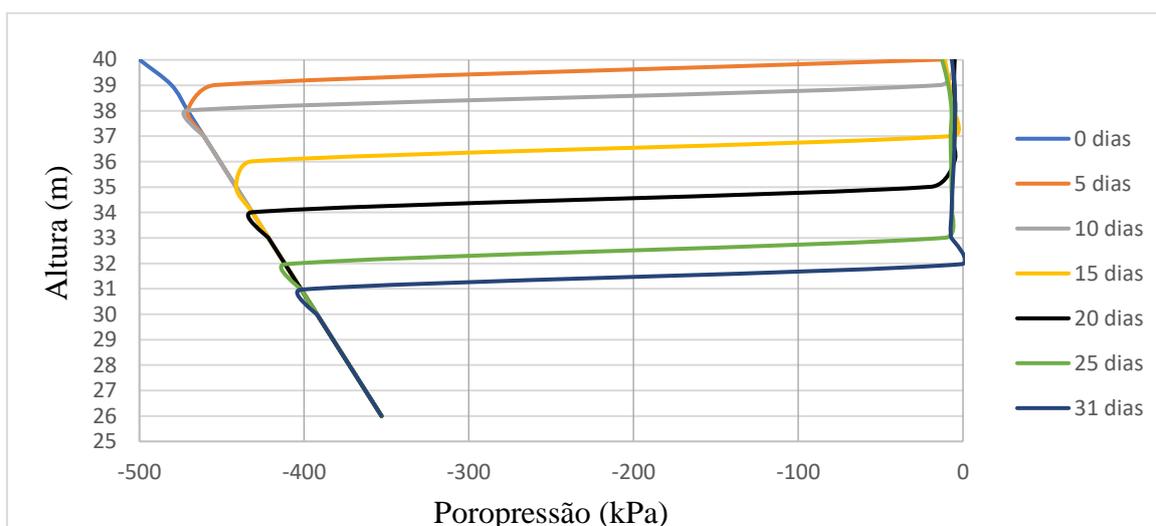
O resultado obtido é mostrado na Figura 58, na qual observa-se o avanço da frente de umedecimento com o tempo, atingindo 8m de profundidade no final da análise. Na região de umedecimento o solo não apresentou umidade igual a de saturação, comportamento esperado, pois a intensidade de precipitação (i) em qualquer tempo é menor do que o coeficiente de permeabilidade saturado (k_s) da camada de topo.

Figura 57: Avanço da frente de umedecimento ao longo do período analisado.



O Gráfico 41 mostra o efeito do avanço da frente de umedecimento nas poropressões negativas. A sucção (poropressão negativa) diminui drasticamente à medida que a frente de umedecimento avança, atingindo valores próximos de zero e não superiores a 10 kPa. Observa-se também no Gráfico 41 a existência da região de transição, em que ocorre novamente o aumento de sucção de forma rápida em uma pequena espessura de maciço, em torno de 0,5m no presente estudo.

Gráfico 41: Efeito do avanço da frente de umedecimento nas poropressões negativas.



Fonte: Autor.

5.2.3.2 Análise de estabilidade

Foi analisada a estabilidade do talude considerando os resultados obtidos na análise de infiltração, utilizando o método de Morgenstern-Price. Para cada análise, 29791 superfícies foram analisadas para determinação da superfície crítica. Para este trabalho, foram realizados três tipos de análises: a primeira considerando apenas superfícies com profundidade (h) maior do que 8 metros, a segunda considerando superfícies com h maior do que 5m, e a terceira com h maior do que 2m.

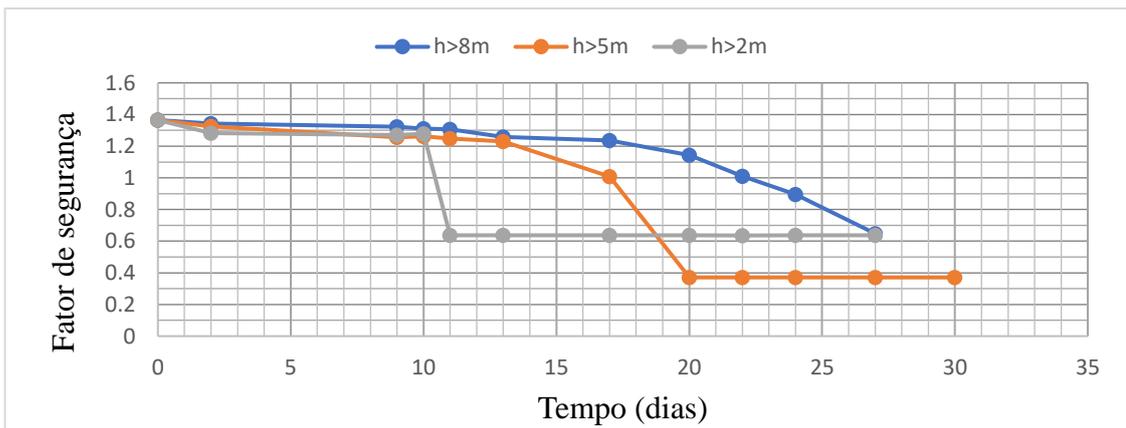
As ferramentas disponíveis no SLOPW/W permitem analisar a estabilidade de talude na condição de solo não saturado utilizando a Equação 33, proposta por Vanapalli et al. (1996), em que a parcela de resistência devida à sucção é estimada a partir da curva de retenção. O programa SLOPE/W não permite aplicar diretamente o método hiperbólico de Villar (2006) para a previsão da resistência não saturada. No entanto, como as sucções na zona de umedecimento são próximas de zero (menores do que 10 kPa), considerou-se aceitável utilizar os parâmetros de resistência saturada obtidos experimentalmente (ensaios CD e CU) para essa região (região acima da frente de umedecimento). Como nas regiões abaixo da frente de

umedecimento os valores de sucção são elevados ao ponto de atingir valores de coesão próximos da coesão última, foram adotados parâmetros provindos dos ensaios CW.

Os Gráficos 42 e 43 apresentam a evolução do FS para a consideração adotada: separação da falésia em região saturada (acima da frente de umedecimento) e região não saturado (abaixo da frente de umedecimento). Observa-se que o FS diminui com o tempo, devido ao avanço da frente de umedecimento, que provoca diminuição da resistência.

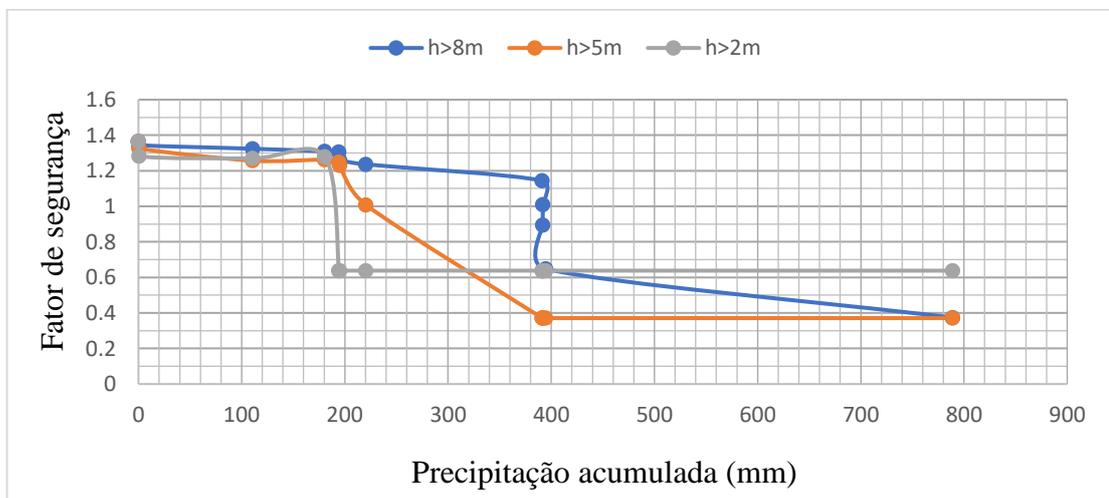
Analisando o Gráfico 42, observa-se que para análise com $h > 8m$, a ruptura da falésia é caracterizada em torno de 22 dias, já que o FS alcança a unidade. A ruptura se desenvolve com uma precipitação acumulada de 392mm (Gráfico 43) e com uma frente de umedecimento atingindo em torno de 5,5m de profundidade. Para a análise com $h > 5m$, a ruptura ocorre (FS=1) com 17 dias e com uma precipitação acumulada de 210mm. E por fim, para a análise com $h > 2m$, a ruptura (FS=1) ocorre com 11 dias e uma precipitação acumulada de 195mm.

Gráfico 42: Evolução do FS com o tempo.



Fonte: Autor

Gráfico 43: Evolução do FS com a precipitação acumulada.

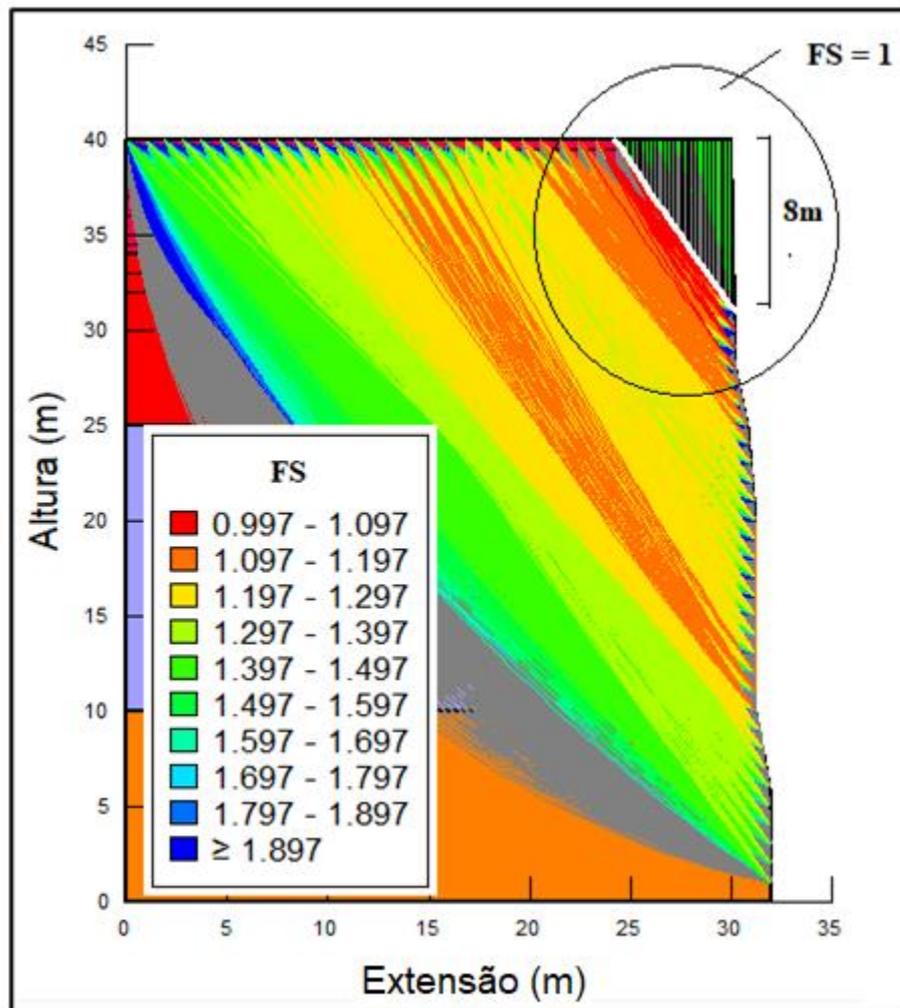


Fonte: Autor

Observa-se no Gráfico 43, uma diminuição do fator de segurança mesmo não havendo aumento da precipitação acumulada (ausência de chuva), isso se deve ao avanço da frente de umedecimento após os dias chuvosos, uma vez que o solo da camada de topo apresenta uma baixa capacidade de retenção de água.

À medida que a frente de umedecimento avança, a superfície crítica de deslizamento vai se tornando mais superficial até a ruptura se desenvolver pela camada de topo (Figura 58). Observou-se que a ruptura se dá completamente no material da camada de topo e pode atingir profundidades de até 8m. Quanto mais profunda a superfície de ruptura, maior será o tempo e a precipitação acumulada necessária (Gráficos 42 e 43). A tendência é que ocorra inicialmente a ruptura das superfícies mais rasas, já que necessita de uma menor precipitação acumulada. No entanto, a presença de vegetação, cimentação e uma maior incidência solar na face lateral pode favorecer o desenvolvimento de superfícies mais profundas.

Figura 58: Superfície de ruptura com profundidade de 8m.



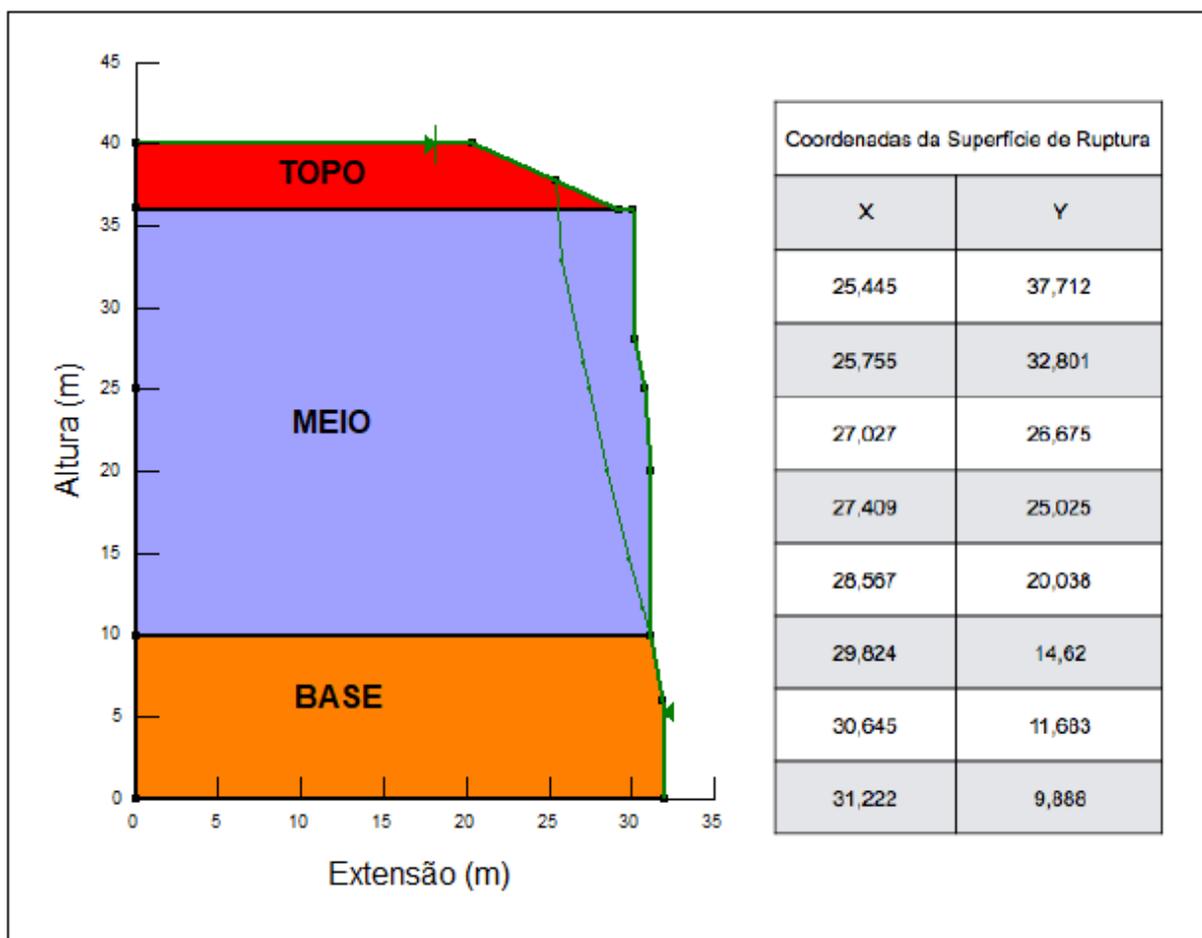
Fonte: Autor

5.2.4 Hipótese 4

A retro análise da ruptura de grandes proporções (Figura 50), observada por Silva (2019) mediante investigações de campo, foi feita com o objetivo de obter os prováveis parâmetros de resistência no instante em que ocorreu a ruptura.

A seção transversal e a superfície de ruptura (Figura 59) foram obtidas por Silva (2019) através de imagens aéreas e observações em campo. Observa-se que a ruptura ocorreu predominantemente na camada do meio, não atingindo a camada de base (Figura 59).

Figura 59: Seção transversal e a superfície de ruptura utilizada na retroanálise



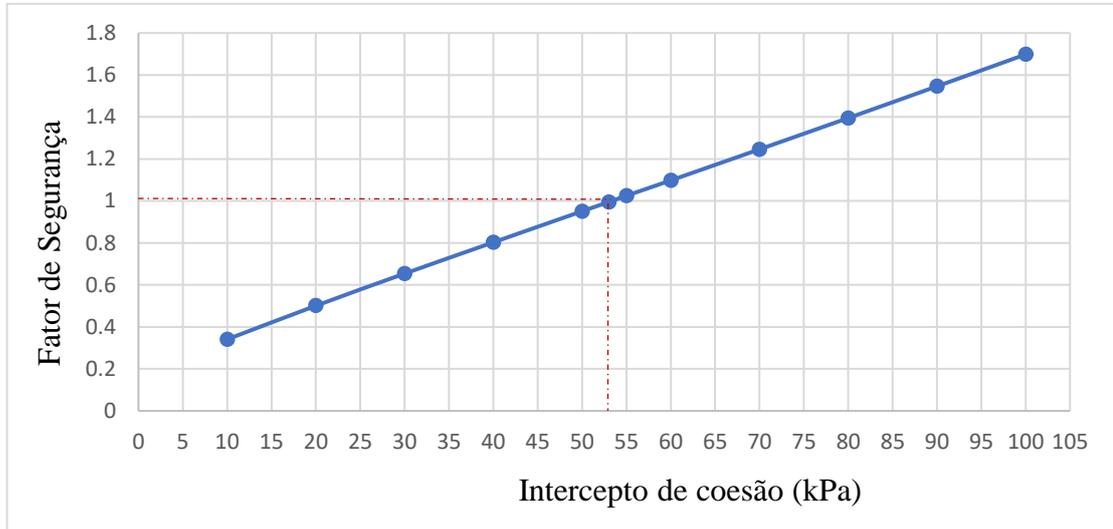
Fonte: Adaptado de Silva (2019).

Para realização das análises, considerou-se o material do topo na condição saturada e o material da base na condição seca. A camada do meio foi modelada com o peso específico e ângulo de atrito médio entre as duas condições (saturada e seca) e o intercepto de coesão foi considerado como variável aleatória, variando de 10 kPa a 100 kPa. O método de equilíbrio utilizado foi o de Morgenstern-Price.

O resultado da retroanálise é apresentado no Gráfico 44, que mostra o efeito da variação do intercepto de coesão da camada do meio no fator de segurança referente a superfície de

ruptura retroanalizada. Observa-se que a ruptura (FS=1) ocorre com intercepto de coesão igual a 53 kPa.

Gráfico 44: Resultado da retroanálise.



Fonte: Autor

Utilizando o modelo hiperbólico de Villar (2006) referente a amostra AM-02 é possível determinar o valor de sucção que a ruptura se desenvolve. Entrando com o intercepto de coesão de 53 kPa (FS=1) no Gráfico 37 encontra-se o valor de sucção de 110 kPa. Uma vez que valores superiores a 110 kPa garantem a estabilidade da superfície retroanalizada, o valor de sucção encontrado pode ser útil para possibilitar, em investigações futuras, o uso do parâmetro sucção como um indicativo da condição de estabilidade da falésia. Entrando com o valor de sucção de 110 kPa na curva característica de retenção de água da AM-02 (Gráfico 8), encontra-se o valor de teor de umidade volumétrico (θ) de 16,4%, que corresponde a um teor de umidade gravimétrico (h) de 9,3%. A umidade também pode ser utilizada como um parâmetro indicativo da condição de estabilidade da falésia e o seu monitoramento é mais fácil de ser realizando quando comparado com o monitoramento da sucção.

6 Conclusões

6.1 Relacionadas aos ensaios realizados

Este trabalho trata-se de uma pesquisa realizada na região da Praia de Barra de Tabatinga/RN com relação a caracterização dos solos da falésia. A falésia estudada tem altura de aproximadamente 40m, na qual foram identificadas três camadas de sedimentos da Formação Barreiras. Os sedimentos estudados apresentam características químicas mineralógicas e geotécnicas semelhantes. Com relação a essas características, as diferenças encontradas entre as três amostras estudadas estão associadas a distribuição granulométrica, na qual a amostra da base e a do topo apresentam a maior e a menor quantidade de finos, respectivamente, e ao índice de vazios, em que a amostra da base se apresentou menos porosa e a amostra do topo a mais porosa. Todas as amostras apresentaram baixa plasticidade e baixo índice de atividade da fração argila. As análises químicas identificaram silício, alumínio e ferro como os principais óxidos. As análises mineralógicas identificaram Quartzo e Caulinita.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), as amostras AM-01 (camada da base), AM-02(camada do meio) e AM-03 (camada do topo) foram classificadas como de comportamento similar à de uma areia silto-argilosa (SM-SC), areia siltosa (SM) e areia mal graduada (SP), respectivamente. A partir da análise química, foi calculada a relação sílica/sesquióxido (K_r) para a fração ensaiada, que resultou em K_r de 1,38; 1,13 e 0,86 para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03, respectivamente, dando indícios de solos com características lateríticas ($K_r < 2$).

As curvas de retenção de água das amostras da base e do meio apresentaram certa semelhança, sendo as duas possuidoras de dois valores de entrada de ar (Curvas bimodais). A amostra do topo apresentou um único valor de entrada de ar, devido ao pequeno percentual de finos que ela possui. Constatou-se nessa pesquisa uma boa relação entre a sucção e o teor de umidade volumétrico do solo, apresentando coeficientes de determinação (R^2) superiores a 95% para as funções de ajustes adotadas, Durner (1994) para as curvas bimodais e Van Genuchten (1980) para a curva unimodal.

Nos ensaios triaxiais CD e CU, as três amostras apresentaram comportamento típicos de areias compactas, para todos os níveis de confinamento ensaiados.

Na condição saturada, as amostras apresentam valores de ângulo de atrito semelhantes (em torno de 30°) e baixos valores de coesão (próximos de zero). No entanto, quando não saturadas (ensaios CW), os parâmetros de resistência aumentam consideravelmente,

principalmente a coesão. A amostra da base apresentou os maiores valores de coesão e ângulo de atrito ($c' = 276,38$ kPa e $\phi' = 42,74^\circ$) na condição não saturada, e a amostra do topo apresentou os menores valores ($c' = 65,48$ kPa e $\phi' = 35,67^\circ$).

As amostras da base e do topo também apresentaram a maior e menor resistência a tração, respectivamente. A amostra do meio apresentou valor intermediário. Com o aumento do grau de saturação a resistência diminui atingindo valores desprezíveis. A amostra do topo é a que apresenta a maior influência da água na redução da resistência a tração (para uma mesma variação de grau de saturação a amostra do topo apresenta um maior percentual de queda de resistência) e conseqüentemente a de cisalhamento. Essa maior queda de resistência está associada ao baixo valor de entrada de ar de sua curva de retenção unimodal.

A amostra do topo (AM-03) é a mais permeável dos solos estudados, apresentando coeficiente de permeabilidade compatível com as das areias puras. As amostras AM-01 e AM-02 apresentam permeabilidade compatível com areias siltosas, sendo a amostra AM-01 menos permeável, provavelmente devido ao seu maior percentual de finos e menor índice de vazios.

6.2 Relacionadas as análises de estabilidade

A hipótese 1 (todo o maciço na condição seca) apresentou um fator de segurança aceitável (1,34), no entanto essa condição representa a situação mais favorável a segurança do maciço, já que não há frente de umedecimento. A não consideração da frente de umedecimento induz a condição de maciço estável, o que não é condizente com os movimentos de massa observados em campo e com a própria capacidade de infiltração do material do topo (bastante permeável)

Já a hipótese 2 (todo o maciço saturado) resultou em um fator de segurança de 0,363. Na prática, essa condição não é atingida, pois é improvável que as regiões mais profundas alcancem graus de saturação elevados. O próprio fator de segurança < 1 não possui significado físico, sugerindo que a ruptura ocorre com maciço parcialmente saturado.

A análise de infiltração realizada mostrou que para a distribuição de chuva adotada, (referente ao mês mais chuvoso registrado na estação mais próxima da área de estudo) ocorre um avanço da frente de umedecimento, atingindo no final do período (30 dias) a profundidade de 8 metros, não alcançando o solo da camada de base. Foi observado que a frente de umedecimento avança durante e após os dias chuvosos, o que pode ocasionar a ruptura da falésia mesmo em dias não chuvosos.

A hipótese 3 tentou-se aproximar da condição crítica real, tentando considerar o efeito da chuva na estabilidade da falésia. Concluiu-se que para a chuva considerada, a ruptura da

falésia é caracterizada, já que o $FS = 1$ é alcançado. Observou-se que a ruptura se dá completamente no material da camada de topo e pode atingir profundidades de até 8 metros.

Os resultados da análise referente a hipótese 3 mostraram que 195mm de precipitação acumulada é suficiente para provocar a ruptura de superfícies com profundidades superiores a 2m. Superfícies de ruptura mais rasas e mais profundas são possíveis, no entanto, quanto mais profunda a superfície de ruptura, maior será o tempo e a precipitação acumulada necessária.

Valores de sucção superiores a 110 kPa garante a estabilidade da superfície retroanalizada, o valor de sucção encontrado pode ser útil para possibilitar, em investigações futuras, o uso do parâmetro sucção como um indicativo da condição de estabilidade da falésia.

O presente trabalho analisou o efeito do avanço da frente umedecimento na estabilidade de falésias, utilizando para isso os métodos de equilíbrio limite, os quais abrangem apenas os movimentos de massa referente aos deslizamentos. No entanto, sabe-se que as falésias estão submetidas a processos marinhos e continentais. Em termos de processos marinhos destaca-se a ação das águas na base das falésias (formação de incisão basal). Os processos continentais estão relacionados a ação do escoamento superficial e da infiltração de água de chuva no talude. Esses processos naturais de forma isolada ou combinada, com ou sem a participação de ações antrópicas, induzem movimentos de massa (deslizamentos, tombamentos e quedas de blocos) que resultam no recuo costeiro.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D3967-95a. Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. Estados Unidos, Pensilvânia. 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. D4767 – 11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. Estados Unidos, Pensilvânia. 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. D5084 – 90: Standard Test Method for Measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. Estados Unidos, Pensilvânia. 1990. 8p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D5298-03. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, Soil and Rock (I), v. 4, n. 8, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. D7181 – 11: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. Estados Unidos, Pensilvânia. 2015.

ALHEIROS, M.M.; LIMA FILHO, M.F. (1991). A Formação Barreiras. Revisão geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos (Série B Estudos e Pesquisas), v. 10, pp. 77-88.

ARAÚJO V.D., REYESPERES Y.A., LIMA R.O., PELOSI A.P.M.R., MENEZES L., CÓRDOBA V.C., LIMA-FILHO F.P. Fácies e Sistemas Depositionais da Formação Barreiras na Região da Barreira do Inferno, Litoral Oriental do Rio Grande do Norte. Geologia USP Série Científica, 6 (2006), pp. 43-50.

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. Apostila do curso de Pós-Graduação em Geotecnia, UNB, Brasília.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 13601 – Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test) - Método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6457 – Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6458 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6459 – Solo: Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6508 – Solo: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7180 – Solo: Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7181 – Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9604 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

AUGUSTO FILHO, O; VIRGILI, J.C. (1998) Estabilidade de taludes. In: Oliveira, A.M.S., Brito, S.N.A. Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE, p. 243-270.

BAO, C.G., GONG, B. & ZHAN, L. Properties of unsaturated soils and slope stability of expansive soil. Keynote Lecture. UNSAT 98, 2nd international Conference on Unsaturated Soils, Beijing, 1998.

BARBOSA, N. M. Estabilidade das Falésias da Barreira do Inferno – RN. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

BARRETO, A. M. F.; SUGUIO, K.; BEZERRA F. H. R.; TATUMi, S. H. YEE, M.; Giannini, P.C.F. Geologia e Geomorfologia do Quaternário Costeiro do Estado do Rio Grande do Norte. Revista do Instituto de Geociências – USP. Geol. USP Sér. Cient., São Paulo, v. 4, n. 2, p. 1-12, outubro 2004.

BERNARDO, S., SOARES, A. A., MANTOVANI, E.C., 2005, Manual de Irrigação. 7 ed. Viçosa/MG, UFV.

BEZERRA, F.H. R; MELLO, C. L; SUGUIO, K. A Formação Barreiras: Recentes avanços e antigas questões. 10th Congresso da Associação Brasileira do Estudo do Quaternário, ABEQUA, Guarapari, p. 3-4. 2005.

BIGARELLA, J. J.; ANDRADE, G. O. Considerações sobre a estratigrafia dos sedimentos cenozóicos em Pernambuco (Grupo Barreiras). *Arquivos do Instituto Ciências da Terra*, v. 2, p. 1-14, 1964.

BISHOP A.W., ALPAN, 1., BLIGHT, G.E., & DONALD, I.B Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. In Proceedings of the American Society of Civil Engineers Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 505-532. 1960

BISHOP, A.W. The principle of effective stress. *Tecknish Ulcebland*, V. 106. n 39 p 859-863. 1959.

BROMHEAD, E. N. *The Stability of Slopes*. New York: Surrey University Press, 1986.

CAMPOS E SILVA, A. Considerações sobre o Quaternário no Rio Grande do Norte. *Arquivo do Instituto de Antropologia*, Natal, v. 2, p. 275-301, 1966.

CAMPOS, T.M.P. and CARRILLO, C.W. (1995) Direct Shear Testing on an Unsaturated Soil from Rio de Janeiro. Alonso & Delage eds, *Unsaturated Soils*. Balkema Publishers. ISBN 90 5410 583 6. 1st. International Conference on Unsaturated Soils - Paris - Vol. I, pp.31-38.

CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. *Hidrologia*. Rio de Janeiro: Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro, 2006. 115 p. Disponível em <<http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/leonardo/it113-hidrologia.htm>>

CHANDLER, R. J.; HARWOOD, A. H.; SKINNER, P. J. Sample disturbance in London clay. *Geotechnique*, v. 42, n. 4, p.577-585, 1992.

CHAVES, Leonardo Flamarion Marques. *Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte*. 1979. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1979.

CRUZ, R.C. *Condutividade Hidráulica em solos contaminados encapsulados*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC/UFRGS.2004.

CUNHA, J. E. V (1992). *Solos lateríticos estabilizados com cimento através da metodologia da ABCP*. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

DIAS, C. O. *Determinação da condutividade hidráulica de solos não saturados*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil – PPGECC - Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná – UFPR. 2012

DUNCAN, J.M. (1996) State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 7, p. 577-596.

DURNER, W. *Hidraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure*, *Water Resour.* 1994.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Ney Jersey: John Wiley & Sons, Inc. p. 936, 2012.

FREDLUND, D. G.; XING, A. e HUANG, S. (1994). Predicting the permeability functions for unsaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31-4, 533– 546

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R., & WIDGER, R.A. The shear strength of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 15, p. 313-321. 1978.

FREDLUND, D.G., Xing, A., FREDLUND, M.D., & BARBOUR, S.L. The relationship of the unsaturated soil shear strength to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*. 33: 440-448. 1996.

FREIRE, L. V. Comportamento mecânico de misturas de areia e finos de um sedimentos Pós-Barreiras da cidade de Natal-RN. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

FREITAS NETO, O. Resistência ao Cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Geotecnia, Universidade de Sao Paulo, Sao Carlos, 2008.

FUTAI M. M, de ALMEIDA M. S. S. An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil. *Géotechnique* 55. P. 201-214. 2005.

GEO-SLOPE. Seepage Modeling with SEEP/W - An Engineering Methodology. Manual do usuário. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2012.

GEO-SLOPE. Stability Modeling with SLOPE/W - An Engineering Methodology. Manual do usuário. Geo-Slope International Ltd. Canadá, 2012.

GERSCOVICH, D.M.S. (2012) Estabilidade de Taludes. São Paulo. Oficina de Textos, 166 p.

GITIRANA JUNIOR, Gilson de Farias Neves; MARINHO, Fernando A. M.; SOTO, Miguel Alfaro. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo: ABMS; 2015.

GOODMAN RE, BRAY JW (1976) Toppling of rock slopes. *Procs., ASCE specialty conference on rock engineering for foundation and Slopes*, Boulder, Colo., Vol.2

GERSCOVICH, D.M.S. Estabilidade de Taludes. São Paulo, Ed. Oficina de Textos, 2012.

GULHATI, S. L.; SATIJA, D.J. Shear strength of partially saturated soils. In: *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 10. Estocolmo, 1981.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D.G. Strain rates for unsaturated soils shear strength testing. In: *Southeast Asian Geotechnical Conference*. Hong Kong, China, 1982.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2013.

KEGEL, W. Contribuição ao estudo da Bacia Costeira do Rio Grande do Norte. Rio de Janeiro: DGM, 1957. 52 p. (Boletim da Divisão de Geologia e Minerologia, 170).

KHALLILI, N. & Khabbaz, M.H. A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Geotechnique*, 48(5); p. 681-687. 1998.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons. 1969.

LAMBORN, M.J. A micromechanical approach to modelling partly saturated soils, M.Sc. Thesis, Texas A & M University, Texas. 1986.

LUCENA, Thaís Sousa. Efeito da variação do teor de umidade e da energia de compactação sobre as propriedades mecânicas de um solo laterítico. 2015. 13 f. TCC (Graduação) - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2015.

MABESOONE, J. M. (Coord.). Revisão geológica da faixa sedimentar costeira de Pernambuco, Paraíba e parte do Rio Grande do Norte. Estudos Geológicos (Série B, Estudos e Pesquisas), v. 10, 252 p., 1991.

MABESSOONE, J. M.; CAMPOS E SILVA, A.; BEURLIN, K. Estratigrafia e Origem do Grupo Barreiras em Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte. Revista Brasileira de Geociências, v. 2, n. 3, p. 173-178, 1972

Machado, S. L.; VILAR, O. M. Potenciais da água do solo. In: CARVALHO, José Camapum de et al (Org.). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 2015. Cap. 4. p. 79-96.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Anais X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu, PR, 1994, v.2, p. 515-522

MASSAD, Faïçal. Obras de terra: curso básico de geotecnia – 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MRANDINE, T.L.C. Condutividade hidráulica e compatibilidade em combinações de solo tropical e bentonita para uso em barreiras. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. 2009.

MUALEM, y. 1976a. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, 12: 594-622.

OBBERG, A. & SALLFORS, G. Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention Curve, Geotechnical Testing Journal, p. 40-48. 1997

PEREIRA, I.C.B.B.A. (2004). Contribuição ao Conhecimento do Meio Físico da Região do Complexo Estuarino-Lagunar Nísia Floresta-Papeba-Guarairas. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.

PEREIRA, K.L.A. (2012). Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN.

PEREIRA, Kiev Luiz de Araújo. Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos. Nata, 2012. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia civil - Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

PEREIRA, Lara Cristianny de Brito Barbosa Albuquerque. Contribuição ao conhecimento do do meio físico da região do complexo Estuarino-Lagunar Nísia Floresta-Papeba-Guarairas; Natal, 2004. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Sanitária- Universidade Federal do Rio Grande do Norte

RAHARDJO, H.; LIM, T. T.; CHANG, M. F. e FREDLUND, D. G.; Shear Strenght characteristics of a residual soil. Canadian Geotechnical Journal, v. 32, p. 60-75, 1995.

RIBEIRO, J. R. C. (2015). Análise paramétrica da estabilidade de falésias e estudo de caso da ponta de Pirambu em Tibau do Sul/RN. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

RODRIGO CABERLON CRUZ - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS CONTAMINADOS ENCAPSULADOS 2004 Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul Porto Alegre, 18 de Março de 2004

SANTOS JÚNIOR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Propriedades Geotécnicas dos Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte - Brasil. Geotecnia, v. 134, p. 87–108, 2015.

SEKI, K. SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. Hydrol Earth Syst. 2007.

SANTOS, C.R., VILLAR, O.M., 2004, “Análise Paramétrica da Estabilidade de Taludes em Solos não Saturados: A Influência do Tipo de Solo”. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, v. 1, pp. 181-188, São Carlos, Agosto.

SEVERO, R. N. F. Análise da Estabilidade das Falésias entre Tibau do Sul e Pipa - RN. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2005.

SEVERO, R. N. F. Caracterização Geotécnica da Falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul - RN considerando a Influência do Comportamento dos Solos nos Estados Indeformado e Cimentado Artificialmente. 2011. Tese (Doutorado Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

SILVA, B. M. F. Análise probabilística de estabilidade de falésias no litoral do RN. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019.

SILVA, W. S. Estudo da Dinâmica Superficial e Geotécnico das Falésias do Município de Tibau do Sul - Litoral Oriental do RN. 2003. 157 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2003.

SOARES, A. B. (2006) Fluxo de água em talude arenoso: modelagem física e numérica. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SOUSA, R. A. (2018). Resistência e compressibilidade de solos da Formação Barreiras da Região de Natal/RN. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

SOUZA JR., C. Análise da estabilidade de falésias na zona costeira de Baía Formosa/RN. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.

SOUZA, Talis Arthur Cruz de. Efeito da variação da energia de compactação sobre as propriedades mecânicas de um solo laterítico. 2016. 18 f. TCC (Graduação) - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

TAQUEZ, D. E. D. Susceptibilidade à ocorrência de movimentos de massa e avaliação da estabilidade de falésias sob condição não saturada: Estudo de caso no Centro de Lançamentos da Barreira do Inferno – Brasil. Dissertação (Mestrado Em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

TEIXEIRA, R. S. e VILLAR, O. M., Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado Não Saturado. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 1, p. 161-169, Rio de Janeiro, 1997.

TERZAGHUI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, 1936.

MORANDINI, T. L. C. - Condutividade hidráulica e compatibilidade em combinações de solo tropical e bentonita para uso em barreiras, Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UFOP, ouro preto. 2009

VAN GENUCHTEN, M. Th. “A Closed form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil”, Soil Science. Am. Journal, v. 44, n. 5, pp.892- 898. 1980.

VANAPALLI, S.K. e FREDLUND D.G. Empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils. 11º Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Balkema, Rotterdam. 1999.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND D.G., PUF AHL, D.E. & CLIFTON, A.W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, 33: 379-392. 1996a.

VARNES, David J. Slope movement types and processes. Transportation Research Board Special Report, n. 176, 1978.

VILAR, O. M. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 43, n. 10, p. 1088–1095, out. 2006.

VILHETE, D.F. Retroanálise da ruptura do talude de montante da Barragem do Açú no final do período construtivo. Dissertação (Mestrado Em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2017.

YANG, H. et al. Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 41, n. 5, p. 908–920, 2004.

WINTERKORN, Hans F.; FANG, Hsai-yang. Soil Technology and Engineering properties of soils. In: FANG, Hsai-yang. *Foundation Engineering Handbook*. 2. ed. Nova York: Chapman & Hall, 1991. Cap. 3. p. 88-143