UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS A PARTIR DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

MYLLENA CARDOSO COUTO MAIA

ORIENTADOR: PROF. ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, DSc.
COORIENTADORA: ENG. PATRÍCIA FIGUEREIDO DE SOUSA, DSc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-417/2024

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2024

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS A PARTIR DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

MYLLENA CARDOSO COUTO MAIA

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

APROVADA POR:

_____

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

_____

ENG. PATRÍCIA FIGUEREIDO DE SOUSA, DSc. (PIMENTA DE ÁVILA)
(COORIENTADORA)

_____

PROF. JUAN FÉLIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

_____

PROF. FABIANI MARIA DALLA ROSA BARBOSA, DSc. (UFMT)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 12 DE DEZEMBRO DE 2024.

FICHA CATALOGRÁFICA

MAIA, MYLLENA CARDOSO COUTO
Estimativa da Curva de Resistência ao Cisalhamento de Areias Não Saturadas a partir de Ensaios de Cisalhamento Direto [Distrito Federal] 2024
xviii, 107 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2024)
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Solos não Saturados	2. Resistência ao Cisalhamento
3. Areias	4. Curva de Retenção
I. ENC/FT/UnB	II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MAIA, M.C.C. (2024). *ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS A PARTIR DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-417/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 107p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Myllena Cardoso Couto Maia
TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estimativa da Curva de Resistência ao Cisalhamento de Areias Não Saturadas a partir de Ensaios de Cisalhamento Direto
GRAU / ANO: Mestre / 2024

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

Myllena Cardoso Couto Maia
myllenacardoso96@gmail.com

DEDICATÓRIA

Aos meus Amores...

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, por me conceder força, sabedoria e saúde para enfrentar todos os desafios ao longo desta caminhada, guiando meus passos e me abençoando com a oportunidade de realizar este sonho.

Aos meus pais, Arlete e Elismar, por todo o amor, dedicação e apoio incondicional, que sempre foram meu alicerce e minha maior motivação. Obrigado por acreditarem em mim e estarem presentes em cada conquista, mesmo nos momentos mais difíceis.

Ao meu irmão Pedro, por todo o carinho e companheirismo. Sua presença e apoio ao longo dessa jornada foram fundamentais para que eu pudesse alcançar mais este objetivo. Obrigado por sempre estar ao meu lado, torcendo e incentivando.

Ao meu namorado Matheus, por ser minha fortaleza nos momentos de incerteza e exaustão. Sua paciência, compreensão e amor incondicional me deram forças para seguir em frente, mesmo nas fases mais desafiadoras. Agradeço profundamente por cada palavra de apoio, por acreditar em mim quando eu duvidei e por estar ao meu lado em cada passo desta jornada. Sua presença fez toda a diferença, e este trabalho é tão meu quanto seu.

Aos meus amigos, Amanda, Simone e Ivan, que estiveram comigo em cada etapa, me apoiando, ouvindo, rindo e compartilhando momentos que tornaram essa caminhada mais leve e feliz. A amizade e incentivo de cada um de vocês foi crucial.

Aos meus familiares, que sempre estiveram ao meu lado com amor e apoio, meu mais sincero obrigado. Vocês são parte essencial desta conquista.

Ao meu orientador, André Brasil, pela orientação firme, pelos conselhos valiosos e por sempre me motivar a dar o meu melhor. Sua orientação foi essencial para o desenvolvimento deste trabalho e para o meu crescimento pessoal e acadêmico.

À minha coorientadora, Patrícia, pela orientação sempre atenciosa, pela paciência em cada detalhe e pelas valiosas contribuições que enriqueceram este trabalho. Sua dedicação em guiar este processo com sabedoria e clareza foi fundamental para que eu pudesse superar os desafios e alcançar os objetivos propostos. Agradeço profundamente pelo seu

apoio constante, pelos conselhos preciosos e por ser uma fonte de inspiração ao longo de toda a jornada acadêmica.

Ao grupo de pesquisa GeoFluxo, pela oportunidade de fazer parte de um ambiente tão inspirador, e por todo o apoio, conhecimento compartilhado e pelas discussões que contribuíram de maneira significativa para o enriquecimento deste trabalho.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por proporcionar o ambiente acadêmico e os recursos necessários para a realização deste trabalho.

Aos membros da banca examinadora, por seu tempo, dedicação e pelas críticas construtivas que certamente contribuíram para o aprimoramento deste trabalho.

Agradeço também aos órgãos de fomento, CAPES, CNPq e FAP-DF, pelo apoio financeiro, sem o qual a realização deste trabalho não teria sido possível.

Por fim, dedico este trabalho a todos aqueles que, de alguma forma, fizeram parte dessa jornada e contribuíram para que este sonho se tornasse realidade.

ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS A PARTIR DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

RESUMO

Compreender o comportamento de areias em condições de não saturação é um dos grandes desafios da Engenharia Geotécnica moderna, especialmente para projetos onde variações de umidade podem impactar significativamente na segurança e na estabilidade de estruturas geotécnicas. A presente dissertação busca apresentar uma metodologia prática e inovadora para estimar a resistência ao cisalhamento de areias, utilizando técnicas acessíveis e de alta precisão que envolvem os equipamentos de cisalhamento direto convencional e medições de sucção por papel filtro. Este trabalho explora como variáveis como a granulometria influenciam na retenção de água e, consequentemente, a resistência ao cisalhamento de areias. Os experimentos realizados foram modelados com base em três dos principais modelos matemáticos de retenção de água Gardner, em 1958, van Genuchten, em 1980, e Cavalcante & Zornberg, em 2017. Conforme demonstrado nos resultados do trabalho, esses modelos mostraram-se eficazes para compreender o comportamento mecânico de areias e fornecer uma estimativa da curva de resistência ao cisalhamento. Combinando simplicidade experimental e precisão, a metodologia proposta contribui de maneira significativa para a Engenharia Geotécnica, apresentando-se como uma alternativa econômica e segura para análises de areias em diferentes condições de umidade.

ESTIMATION OF THE SHEAR STRENGTH CURVE OF UNSATURATED SANDS USING DIRECT SHEAR TESTS

ABSTRACT

Understanding the behavior of sands under unsaturated conditions is one of the major challenges of modern Geotechnical Engineering, particularly for projects where moisture variations can significantly impact the safety and stability of geotechnical structures. This dissertation aims to present a practical and innovative methodology for estimating the shear strength of sands, employing accessible and highly accurate techniques involving conventional direct shear equipment and suction measurements using filter paper. This study investigates how variables such as grain size distribution influence water retention and, consequently, the shear strength of sands. The experiments were modeled based on three of the main mathematical water retention models: Gardner, in 1958, van Genuchten, in 1980, and Cavalcante & Zornberg, in 2017. As demonstrated in the results, these models proved effective in understanding the mechanical behavior of sands and providing an estimate of the shear strength curve. Combining experimental simplicity and accuracy, the proposed methodology makes a significant contribution to Geotechnical Engineering, presenting itself as an economical and reliable alternative for analyzing sands under varying moisture conditions.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2.	OBJETIVOS	3
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS	6
2.1.1.	CRITÉRIO DE RUPTURA	7
2.1.2.	SOLOS NÃO SATURADOS	8
2.1.3.	BREVE DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS	13
2.2.	CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	15
2.2.1.	CURVA DE RETENÇÃO UNIMODAL	16
3.	METODOLOGIA	21
3.1.	PROCEDIMENTO METODOLÓGICO	21
3.1.1.	MATERIAIS UTILIZADOS	22
3.1.2.	PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	22
3.1.3.	DETERMINAÇÃO DA UMIDADE RESIDUAL – UMIDADE HIGROSCÓPICA	23
3.1.4.	GRANULOMETRIA	24
3.1.5.	MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	25
3.1.6.	ANÁLISE MINERALÓGICA	27
3.1.7.	ÍNDICE DE VAZIOS	28
3.1.8.	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DOS SOLOS	30
3.1.9.	MEDIDAS DE SUCÇÃO DE AMOSTRAS NÃO SATURADAS	33
3.1.10.	ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO	39
3.1.11.	METODOLOGIA PARA ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA	44
4.	CARACTERIZAÇÃO DAS AREIAS	45
4.1.	GRANULOMETRIA	45
4.2.	UMIDADE RESIDUAL E MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	48
4.2.1.	UMIDADE RESIDUAL – UMIDADE HIGROSCÓPICA	48
4.2.2.	MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	49
4.3.	ANÁLISE MINERALÓGICA	49
4.3.1.	DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX)	49
4.3.2.	ESTEREOMICROSCOPIA	51
4.4.	ÍNDICES DE VAZIOS	53
4.5.	DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	54
5.	OBTENÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA EM FUNÇÃO DA COMPACIDADE DA AREIA	56
5.1.	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE SUCÇÃO	56
5.1.1.	VALIDAÇÃO DOS DADOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA	59
5.1.2.	AJUSTE DOS DADOS EXPERIMENTAIS A MODELOS MATEMÁTICOS 60	
5.1.3.	GARDNER (1958)	61

5.1.4. VAN GENUCHTEN (1980) 63
5.1.5. CAVALCANTE & ZORNBERG (2017) 65
5.1.6. COMPARAÇÃO ENTRE AS FUNÇÕES DE RETENÇÃO OBTIDAS 68
5.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO 70
5.2.1. RETROANÁLISE DOS MODELOS DE RESISTÊNCIA APRESENTADOS 71
5.2.2. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE GARDNER (1958) 72
5.2.3. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE GARDNER (1958) 74
5.2.4. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE VAN GENUCHTEN (1980) 78
5.2.5. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE VAN GENUCHTEN (1980) 80
5.2.6. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE CAVALCANTE & ZORNBERG (2017) 83
5.2.7. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE CAVALCANTE & ZORNBERG (2017) 85
5.2.8. COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS DE RETENÇÃO ADOTADOS 88
5.2.9. INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA 89

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS 91
6.1. CONCLUSÕES 91
6.2. PERSPECTIVAS PARA PESQUISAS FUTURAS 92

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 94

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS 100

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Envoltória de ruptura (modificado - Lambe & Whitman, 1969). 7

Figura 2.2 - Variação do parâmetro χ com o grau de saturação para quatro solos distintos (Sousa, 2024). 9

Figura 2.3 - Superfície de falha estendida de Mohr-Coulomb para solo não saturado proposta por Lu & Likos (2004). 11

Figura 2.4 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para frações de areia de Frankston (Donald, 1956). 14

Figura 2.5 - Comparação entre dados de resistência ao cisalhamento de um solo fino e de uma areia (modificado - Lee *et al.,* 2003). 14

Figura 2.6 - Curva Característica no Solo (Sousa, 2024). 17

Figura 3.1 - Fluxograma Metodológico da Pesquisa. 21

Figura 3.2 - Secagem do material ao ar livre. 23

Figura 3.3 - Peneiramento Fino. 25

Figura 3.4 - Amostra do peneiramento da areia fina retido na peneira de diâmetro 0,25 mm. 25

Figura 3.5 - Picnômetro a gás hélio – Marca Quantachrome Instruments, modelo Pentapyc 5200e. 26

Figura 3.6 - Difratômetro de raios X (CAIQ-UnB, 2023). 27

Figura 3.7 - Estereomicroscópio (Leica Microsystems, 2024). 28

Figura 3.8 - Determinação do índice de vazios máximo. 29

Figura 3.9 - Molde rasado com a régua de aço biselada. 29

Figura 3.10 - Determinação do índice de vazios mínimo. 30

Figura 3.11 - Ensaio de permeabilidade à carga constante. 31

Figura 3.12 - Corpo de prova do ensaio de permeabilidade à carga constante. 32

Figura 3.13 - Ensaio de sucção pelo método da mesa de tensão. 34

Figura 3.14 - Amostras moldadas para o método da mesa de tensão. 34

Figura 3.15 - Amostras sendo saturadas para realização do ensaio. 35

Figura 3.16 - Amostras posicionadas para o ensaio de mesa de tensão. 35

Figura 3.17 - Montagem do corpo de prova para o ensaio. 36

Figura 3.18 - Corpos de prova envoltos com papel alumínio e identificados. 37

Figura 3.19 - Corpos de prova dentro da caixa térmica para estabilização da umidade. 38

Figura 3.20 - Equipamento de cisalhamento direto automático. 39

Figura 3.21 - Acessórios do ensaio de cisalhamento direto. 40

Figura 3.22 - Montagem do ensaio de cisalhamento direto. 40

Figura 3.23 - Ajuste do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto. 41
Figura 3.24 - Parafusos da célula do cisalhamento. 42
Figura 3.25 - Ensaio de cisalhamento direto saturado. 43

Figura 4.1 - Distribuição das frações granulométricas da amostra de areia grossa. 45
Figura 4.2 - Gráfico de distribuição granulométrica das amostras de areia. 47
Figura 4.3 - Difração de Raios X para cada areia. 50
Figura 4.4 - Comparativo entre os resultados de DRX das amostras. 51
Figura 4.5 - Estereomicroscopia da areia fina. 52
Figura 4.6 - Estereomicroscopia da areia média. 52
Figura 4.7 - Estereomicroscopia da areia grossa. 52

Figura 5.1 - Influência do tipo de ensaio na obtenção da curva de retenção de água de solos. 56
Figura 5.2 - Ensaio de retenção na amostra de areia fina. 57
Figura 5.3 - Ensaio de retenção na amostra de areia média. 57
Figura 5.4 - Ensaio de retenção na amostra de areia grossa. 58
Figura 5.5 - Comparação entre os Ensaios de retenção. 58
Figura 5.6 - Comparação entre os dados de retenção de areia fina com o banco de dados de Sousa (2024). 59
Figura 5.7 - Comparação entre os dados de retenção de areia média com o banco de dados de Sousa (2024). 60
Figura 5.8 - Comparação entre os dados de retenção de areia grossa com o banco de dados de Sousa (2024). 60
Figura 5.9 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de Gardner (1958). 61
Figura 5.10 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de Gardner (1958). 61
Figura 5.11 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de Gardner (1958). 61
Figura 5.12 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de Gardner (1958). 62
Figura 5.13 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de van Genuchten (1980). 63
Figura 5.14 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de van Genuchten (1980). 63
Figura 5.15 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de van Genuchten (1980). 64

Figura 5.16 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de van Genuchten (1980). 64

Figura 5.17 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 65

Figura 5.18 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 66

Figura 5.19 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 66

Figura 5.20 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 66

Figura 5.21 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia fina. 68

Figura 5.22 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia média. 68

Figura 5.23 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia grossa. 68

Figura 5.24 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia fina utilizando os modelos. 69

Figura 5.25 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia média utilizando os modelos. 69

Figura 5.26 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia grossa utilizando os modelos. 70

Figura 5.27 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 72

Figura 5.28 - Influência do parâmetro nG de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 73

Figura 5.29 - Influência do parâmetro aG de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 74

Figura 5.30 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 75

Figura 5.31 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 75

Figura 5.32 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 76

Figura 5.33 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 76

Figura 5.34 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 76

Figura 5.35 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 77

Figura 5.36 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 78

Figura 5.37 - Influência do parâmetro nvG de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 79

Figura 5.38 - Influência do parâmetro avG de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 79

Figura 5.39 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 80

Figura 5.40 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 81

Figura 5.41 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 81

Figura 5.42 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 81

Figura 5.43 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 82

Figura 5.44 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 82

Figura 5.45 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 84

Figura 5.46 - Influência do parâmetro δ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 84

Figura 5.47 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 85

Figura 5.48 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 86

Figura 5.49 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa– Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 86

Figura 5.50 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 87

Figura 5.51 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 87

Figura 5.52 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 87

Figura 5.53 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 50 kPa. 89

Figura 5.54 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 100 kPa. 89

Figura 5.55 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 200 kPa. 90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores típicos de coesão e ângulo de atrito de solos (modificado – Sousa, 2024). 8

Tabela 2.2 - Correlações para a determinação do valor de χ (modificado – Sousa, 2024). 10

Tabela 2.3 - Correlações para a estimativa da resistência ao cisalhamento de solos não saturado (modificado – Vanapalli, 2009). 11

Tabela 2.4 - Métodos para estimativa da retenção (Silva, 2005). 17

Tabela 2.5 - Alguns modelos de ajuste para curva de retenção de água (modificado - Sousa, 2024). 20

Tabela 3.1 - Tamanho dos Grãos, conforme a NBR 6502 (ABNT, 2022a). 22

Tabela 4.1 - Resultados da análise granulométrica da porcentagem retida nas peneiras. 46

Tabela 4.2 - Diâmetros característicos e cálculos dos coeficientes de uniformidade (Cu) e curvatura (Cc) para as amostras. 46

Tabela 4.3 - Umidade residual do solo. 48

Tabela 4.4 - Massa específica dos grãos. 49

Tabela 4.5 - Índice de vazios das frações de solo. 53

Tabela 4.6 - Compacidade relativa e classificação das frações de solo. 54

Tabela 4.7 - Coeficiente de permeabilidade das frações de solo. 54

Tabela 4.8 - Valores característicos de k_s (cm/s) de solos (modificado – Sousa, 2024). 55

Tabela 5.1 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de Gardner (1958). 62

Tabela 5.2 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de Gardner (1958). 62

Tabela 5.3 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de van Genuchten (1980). 64

Tabela 5.4 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de van Genuchten (1980). 65

Tabela 5.5 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 66

Tabela 5.6 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 67

Tabela 5.7 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958). 77

Tabela 5.8 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980). 82

Tabela 5.9 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017). 88

Tabela A.1 - Ensaios de sucção na amostra de areia fina. 100

Tabela A.2 - Ensaios de sucção na amostra de areia média. 101

Tabela A.3 - Ensaios de sucção na amostra de areia grossa. 102

Tabela A.4 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia fina. 104

Tabela A.5 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia média. 105

Tabela A.6 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia grossa. 106

LISTA DE ABREVIAÇÕES E SÍMBOLOS

Símbolo	Significado	Unidades
A	Área da seção transversal da amostra perpendicular ao fluxo	*cm²*
c	Coesão total	*kPa*
c'	Coesão efeitva	*kPa*
D	Diâmetro do poro	*cm*
e_{max}	Índice de vazios máximo	--
e_{min}	Índice de vazios mínimo	--
$e_{médio}$	Índice de vazios médio	--
k	Coeficiente de permeabilidade	*m/s*
k_s	Condutividade hidráulica saturada	*m/s*
L	Distância ao longo da qual o fluxo percorre	*cm*
Q	Vazão de percolação	*m³/s*
R^2	Coeficiente de determinação	--
S	Grau de saturação	--
S_r	Grau de saturação residual	--
t	Tempo	*s*
u	Pressão de água nos poros	*kPa*
u_a	Pressão de ar dentro do solo	*kPa*
u_w	Pressão de água dentro do solo	*kPa*
$(u_a - u_w)$	Sucção mátrica	*kPa*
w	Teor de umidade gravimétrico	*kg/kg*
δ	Parâmetro de ajuste do modelo de retenção de Cavalcante & Zornberg (2017a)	kPa^{-1}
ΔH	Diferença de carga hidráulica nos tubos manométricos	*cm*
ϕ'	Ângulo de atrito	°
ϕ^b	Ângulo de atrito do modelo de resistência de Fredlund *et al.* (1978)	°
κ	Parâmetro de ajuste do modelo de resistência ao cisalhamento de Vanapalli *et al.* (1996)	--

χ	Parâmetro de ajuste do modelo de Bishop (1959)	--
θ	Teor de umidade volumétrico	cm^3/cm^3
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual	cm^3/cm^3
θ_s	Teor de umidade volumétrico saturado	cm^3/cm^3
Θ	Teor de umidade volumétrico normalizado	--
ρ_d	Massa específica aparente seca	g/cm^3
ψ	Sucção total	*kPa*
σ	Tensão normal total	*kPa*
σ'	Tensão normal efetiva	*kPa*
τ	Resistência ao cisalhamento	*kPa*
τ_f	Tensão tangencial necessária para provocar o deslizamento das partículas	*kPa*
τ_c	Força tangencial necessária para provocar o deslizamento devido à coesão	*kPa*

Abreviação/Sigla	**Significado**
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	*American Society for Testing and Materials*
CR	Compacidade Relativa
CRA	Curva de Retenção de Água
DRX	Difração de Raios X
ICDD PDF-2	*International Centre for Diffraction Data Powder Diffraction File*
ISO	*International Organization for Standardization*
IP	Índice de Plasticidade
NBR	Norma Brasileira
NM	Norma Mercosul
PVC	Policloreto de Vinila
SP	*Poorly Graded Sand*

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

No campo da Engenharia Geotécnica, o valor da resistência ao cisalhamento do solo é um parâmetro essencial para a compreensão de uma série de questões geotécnicas. Esse parâmetro é utilizado para prever a estabilidade de taludes, determinar a capacidade de carga de fundações, estimar as pressões atuantes em estruturas de contenção, definir a espessura das camadas dos pavimentos, entre outras aplicações relevantes (Vanapalli *et al.*, 1996; Vanapalli & Fredlund, 2000; Sheng *et al.*, 2011; Wu *et al.*, 2021). A resistência ao cisalhamento é, portanto, um fator primordial em qualquer projeto de Engenharia Geotécnica, influenciando diretamente na segurança, na durabilidade e na viabilidade econômica de obras civis.

Frente a importância da estimativa correta da resistência ao cisalhamento dos solos, torna-se necessário compatibilizar os modelos e os ensaios realizados com as condições do material em campo no que diz respeito ao nível de tensão, ao grau de saturação e de compactação. Uma vez que, estes três condicionantes tem o potencial de influenciar o comportamento resistivo do material, seja reduzindo ou seja majorando a resistência.

Dentre os condicionantes citados, a influência de oscilações no teor de umidade impacta diretamente na capacidade de suporte do solo, influenciando na estabilidade das estruturas geotécnicas, principalmente, nas regiões em que a variação do nível de água do terreno e da saturação das camadas é bastante comum. Essa variabilidade é de grande importância para a Engenharia Geotécnica, uma vez que pode comprometer a segurança de projetos construídos sobre solos não saturados, bem como de talude naturais e artificiais existentes.

Dessa forma, a estimativa adequada da resistência ao cisalhamento de solos não saturados torna-se importante para o desenvolvimento de projetos mais econômicos e com fatores de segurança mais realistas, dentro das limitações e as características específicas de cada empreendimento.

Por exemplo, de acordo com Alonso *et al.* (2010), a resistência ao cisalhamento é um parâmetro que visa auxiliar no dimensionamento de estruturas em areias, sendo a sua

estimativa precisa um requisito primordial para assegurar a segurança e a estabilidade das obras geotécnicas. A negligência em estimar corretamente esse parâmetro pode resultar em falhas estruturais graves, ocasionando riscos tanto para a infraestrutura quanto para a vida humana e meio ambiente.

Tradicionalmente, na Engenharia Geotécnica, o dimensionamento de estruturas e a análise de estabilidade consideram as propriedades mecânicas e hidráulicas medidas em condições saturadas, apesar de ser amplamente conhecido que, na natureza, o teor de água nos solos acima do lençol freático varia significativamente ao longo do ano, acompanhando as alterações das estações e os eventos climáticos (Wu *et al.*, 2021). Esse entendimento permite a criação de projetos mais robustos, que consideram a variação nas condições ambientais e as suas implicações sobre a resistência e a estabilidade do solo.

Conforme mencionado por Vilar (2006), um dos grandes desafios da Geotecnia é a obtenção da curva de resistência ao cisalhamento de solos não saturados. A complexidade desse desafio advém, em parte, dos elevados custos e do tempo necessário para a realização de ensaios laboratoriais com amostras não saturadas. Além disso, há uma dificuldade técnica relacionada à física do problema, que envolve interações complexas entre as parcelas de água e ar presentes nos vazios do solo. No entanto, para avaliar a condição real dos projetos é importante que haja medidas sob diferentes condições de saturação, o que tem implicações diretas na elaboração de projetos dimensionados com modelos matemáticos mais representativos e eficazes.

Vilar (2006) propôs uma metodologia simplificada para estimar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados sem a necessidade de ensaios de sucção controlada, reduzindo significativamente o custo e a complexidade dos ensaios laboratoriais. Essa abordagem utiliza uma função hiperbólica empírica para estimar a coesão aparente de um solo não saturado, ajustando a equação proposta com uma base em resultados de amostras saturadas e secas ao ar. Este método foi validado com ensaios experimentais e mostrou-se eficaz para prever a resistência ao cisalhamento em uma variedade de solos.

No estudo de Santos (2017), que analisou a instabilidade do talude no Morro do Águia, esse autor fez uma campanha similar à de Vilar (2006) para determinar e realizar análises da resistência de amostras saturadas. O estudo incluiu ensaios diretos de cisalhamento em três condições: saturado, em umidade natural e seco ao ar. No trabalho,

os resultados dos ensaios de cisalhamento são retroanalisados utilizando os modelos de resistência de Morh-Coulomb e de Vilar (2006) para um solo do tipo silto arenoso.

Diante desse cenário, esta dissertação propõe o desenvolvimento de uma metodologia inovadora para estimar a curva de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, por meio de ensaios de cisalhamento direto convencional, associado a medições de sucção com o uso de papel filtro. Esta abordagem busca superar as limitações observadas nos métodos convencionais existentes, fornecendo uma ferramenta mais acessível e confiável para a caracterização mecânica de areias não saturadas. A combinação do ensaio de cisalhamento com medidas indiretas de sucção permite estimar adequadamente as propriedades das areias em diferentes condições de umidade, contribuindo para a difusão e popularização da Mecânica dos Solos não Saturados.

Além disso, para garantir uma compreensão mais ampla e completa do comportamento cisalhante de areias, esta pesquisa também investigará a influência de outros fatores importantes, como a densidade do solo e a granulometria, na resistência ao cisalhamento não saturada. Conforme observado por Lu & Likos (2004), esses fatores podem ter um impacto significativo no comportamento mecânico das areias e devem ser considerados cuidadosamente na caracterização da curva de resistência ao cisalhamento não saturada.

Após a obtenção da curva de retenção de água e da curva de resistência ao cisalhamento para as areias não saturadas, será realizada uma análise comparativa com modelos analíticos disponíveis na literatura, com o objetivo de validar a metodologia proposta. Esse processo de validação busca assegurar que a metodologia desenvolvida nesta dissertação possa ser aplicável para a caracterização de outros tipos de solos. Ao abordar essa questão, espera-se que os resultados deste estudo possam ser utilizados em uma variedade de contextos geotécnicos, promovendo a segurança e a economia em projetos de engenharia, além de ampliar a compreensão sobre o comportamento mecânico das areias em condições reais de campo.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação de mestrado é desenvolver uma metodologia que permita estimar a curva de resistência ao cisalhamento de areias não

saturadas, utilizando o equipamento de cisalhamento direto convencional combinado com medições de sucção empregando ensaio de papel filtro. Além de avaliar a aplicabilidade do modelo proposto para realizar a caracterização mecânica e hidráulica de três areias.

Para tal, os seguintes objetivos específicos foram traçados:

- Adaptar a metodologia proposta por Vilar (2006) e Santos (2017), para aferir pontos de resistência ao cisalhamento a partir de ensaios de cisalhamento direto convencional;

- Investigar como a umidade afeta na resistência ao cisalhamento de areias, por meio de ensaios utilizando um aparato de cisalhamento direto convencional e calibrações realizadas com papel filtro;

- Estabelecer curvas de resistência ao cisalhamento em condições não saturadas, fundamentadas em modelos analíticos;

- Avaliar a correlação entre os modelos matemáticos de curva de retenção de água nas areias e o modelo de resistência ao cisalhamento em condições não saturadas;

- Propor uma metodologia que permita usar o equipamento de cisalhamento direto para inferir a resistência ao cisalhamento de areias em condições não saturadas.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da presente dissertação está organizada em seis capítulos, nos quais apresentam-se o tema da pesquisa, a motivação, os objetivos, a fundamentação teórica necessária para o desenvolvimento e compreensão do estudo, a aplicação da metodologia proposta, as conclusões obtidas, e as sugestões para futuras pesquisas.

O capítulo 1 contempla a motivação que justifica a realização da pesquisa, destacando a importância do estudo da resistência ao cisalhamento de areias não saturadas no contexto da engenharia geotécnica. O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura relacionada ao tema, abordando conceitos fundamentais sobre solos não saturados, resistência ao cisalhamento e curva de retenção de água. Também são apresentados os principais modelos teóricos e experimentais existentes na área, incluindo os desafios envolvidos na caracterização de solos não saturados.

O capítulo 3 detalha os procedimentos metodológicos adotados para o desenvolvimento da pesquisa e caracterização das areias. São descritos os ensaios de cisalhamento direto e as medições de sucção por papel filtro e mesa de tensão, destacando as etapas de preparação das amostras, os equipamentos utilizados e as condições de controle durante os testes. O capítulo 4 são apresentados os resultados da caracterização física, hidráulica e mecânica das areias. Também são discutidos os fatores que influenciam essas propriedades e suas implicações no comportamento geotécnico do material.

O capítulo 5 contém a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e nas medições de sucção. São discutidos os efeitos do teor de umidade, da sucção matricial e de outros fatores sobre a resistência ao cisalhamento das areias não saturadas. Os resultados são retroanalisados a partir de diferentes modelos de retenção apresentados na literatura, comparando a aplicabilidade destes.

O capítulo final, capítulo 6, apresenta as principais conclusões da pesquisa, sintetizando as contribuições do estudo para o entendimento da resistência ao cisalhamento de areias não saturadas. São destacadas as inovações metodológicas e os avanços obtidos em relação aos estudos existentes. Além disso, são sugeridas direções para futuras pesquisas, indicando questões que ainda precisam ser exploradas e aperfeiçoadas, e como a metodologia proposta pode ser expandida ou aplicada em outros contextos geotécnicos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

De acordo com Lambe & Whitman (1969), a resistência ao cisalhamento de um solo é definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar antes de sua ruptura, ou, alternativamente, como a tensão de cisalhamento existente no plano onde a ruptura está ocorrendo. Em materiais porosos, como os solos, a resistência ao cisalhamento é influenciada pelas características coesivas e de atrito do material, sendo o resultado de uma soma dessas duas parcelas (Terzaghi *et al.*, 1996).

De acordo com Terzaghi *et al.* (1996), a parcela de resistência de atrito do solo está associada com o contato entre as partículas e, geralmente, é representada pela tensão tangencial necessária para provocar o deslizamento das partículas (τ_f). Essa tensão depende diretamente da tensão normal (σ) aplicada e do coeficiente de atrito entre as partículas, conforme descrito pela equação a seguir:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi \tag{2.1}$$

onde ϕ é o ângulo de atrito do solo, que varia de acordo com o tipo de solo, o grau de compactação, o índice de vazios, entre outros fatores que afetam o comportamento mecânico do solo (Lambe & Whitman, 1969).

A coesão, por sua vez, refere-se à força de ligação efetiva entre as partículas, que de acordo com Gerscovich (2016), pode ser considerada como uma função das ligações físico-químicas presentes entre as partículas, sendo independente da tensão normal aplicada. A parcela coesiva, portanto, é caracterizada pela força tangencial necessária para provocar o deslizamento devido à coesão (τ_c), sendo expressa pela equação:

$$\tau_c = c \tag{2.2}$$

onde c representa a coesão total do solo, que representa o intercepto da curva de resistência com o eixo da tensão cisalhante, que ocorre quando a tensão normal é nula.

A representação de cada uma das parcelas de resistência citada para uma envoltória linear é apresentada na Figura 2.1.

Para determinar o limite de resistência que um solo pode suportar antes de romper, utilizam-se critérios de ruptura, sendo o mais amplamente adotado na geotécnica o critério

de Mohr-Coulomb. Este critério é fundamentado na premissa de que a resistência ao cisalhamento de um solo depende da tensão normal e dos parâmetros de coesão e atrito interno do material. Os detalhes sobre o critério de Mohr-Coulomb serão discutidos no item 2.1.1 desta dissertação.

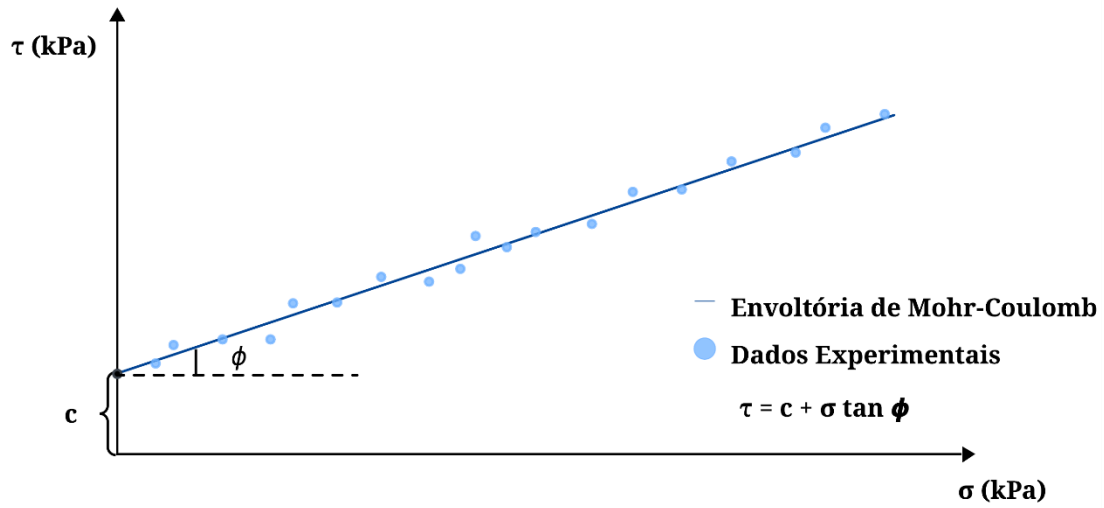

Figura 2.1 - Envoltória de ruptura (modificado - Lambe & Whitman, 1969).

2.1.1. CRITÉRIO DE RUPTURA

De acordo com Das (2019), o critério de Mohr-Coulomb pode ser representado por uma linha reta, expressa pela seguinte equação:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{2.3}$$

Este critério simplifica a análise do comportamento dos solos em condições de saturação e não saturação, sendo amplamente utilizado em estudos de estabilidade de taludes, fundações e outras estruturas geotécnicas.

Para solos saturados, Terzaghi (1943) introduziu o conceito de tensão efetiva, que define a tensão normal total como a soma da tensão efetiva (σ') e da pressão de água nos poros (u). Segundo Terzaghi, apenas a parte sólida do solo, representada pelos grãos, é capaz de resistir às forças de cisalhamento, o que permite expressar o critério de ruptura em termos de tensão efetiva, por meio da seguinte equação:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{2.4}$$

com:

$$\sigma' = \sigma - u \tag{2.5}$$

onde *c'* é a coesão efetiva e ϕ' é o ângulo de atrito interno referente à tensão efetiva. Avaliar a resistência em termos de tensão efetiva é um conceito amplamente aceito e aplicado em análises de solos saturados, onde a pressão da água nos poros desempenha um papel importante na determinação da resistência ao cisalhamento.

Valores típicos de coesão (c′) e ângulo de atrito (ϕ′) para solos como areias e argilas, utilizados na modelagem de resistência pelo critério de Mohr-Coulomb, são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores típicos de coesão e ângulo de atrito de solos (modificado – Sousa, 2024).

Autor(es)	**Pinto (2006)**		**Das (2019)**		**Lee *et al.* (2003)**	
Solo	c′ (kPa)	ϕ′ (°)	c′ (kPa)	ϕ′ (°)	c′ (kPa)	ϕ′ (°)
Areias	0	28 a 47	0	27 a 45	0	26,4 a 44,2
Argilas	5 a 50	18 a 38	≥ 0	19 a 34	7,8 a 25	22 a 28,7

2.1.2. SOLOS NÃO SATURADOS

Quando se trata de solos não saturados, a determinação do comportamento mecânico é mais complexa, pois envolve não apenas os parâmetros de resistência, mas também as variáveis de estado de tensão que controlam o equilíbrio da estrutura do solo. Considerando um contexto teórico amplo, as variáveis podem ser aplicáveis a qualquer material. No entanto, para uma análise geotécnica prática, as características específicas do solo são essenciais para a caracterização precisa do sistema geotécnico (Lu & Likos, 2004).

Bishop (1959) expandiu o conceito de tensão efetiva de Terzaghi para abranger os solos em estado não saturado. Embora o significado físico da tensão efetiva permaneça inalterado, Bishop considerou dois fatores adicionais: a tensão na fase de ar (u_a, a pressão

do ar nos vazios do solo) e a diferença entre a pressão do ar e de água, conhecida como sucção mátrica ($u_a - u_w$) na resistência dos solos não saturados. Dessa forma, a equação clássica da tensão efetiva foi reformulada por Bishop (1959) da seguinte maneira:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \tag{2.5}$$

onde, $\sigma - u_a$ é a tensão normal líquida por unidade de volume ($ML^{-1}T^{-2}$), $u_a - u_w$ é a sucção mátrica por unidade de volume ($ML^{-1}T^{-2}$), e χ é o parâmetro de Bishop, que varia de 0 a 1, onde $\chi = 0$ corresponde a um solo completamente seco e $\chi = 1$ corresponde a um solo totalmente saturado.

Admitindo a validade da Eq. (2.5), é possível reescrever a envoltória de Mohr-Coulomb (Eq. (2.4)) por meio de:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \tag{2.6}$$

Observando a Eq. (2.5) e a Eq. (2.6), nota-se que para aplicar o modelo de Bishop é necessário conhecer o valor do parâmetro χ para diferentes estados de saturação do solo, o que torna o emprego prático deste modelo bastante complexo, já que a correlação entre o conteúdo de água presente no meio e χ não é linear como foi demonstrado por Bishop & Blight (1963), apresentado na Figura 2.1.

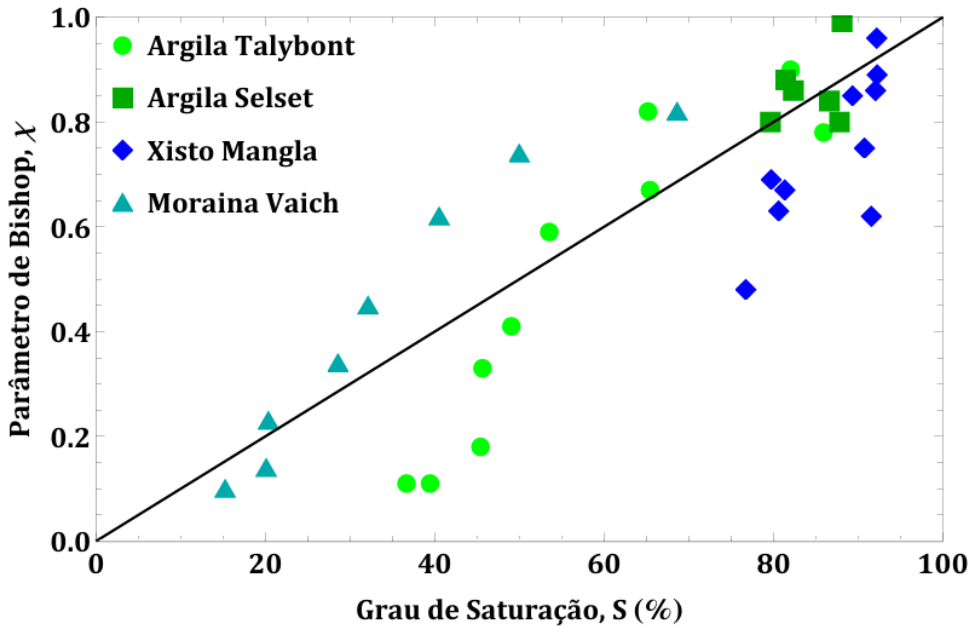

Figura 2.2 - Variação do parâmetro χ com o grau de saturação para quatro solos distintos (Sousa, 2024).

Frente a necessidade de entender a relação entre χ e o conteúdo de água, diversos pesquisadores propuseram correlações para estimar o valor deste parâmetro. Na Tabela 2.2 são apresentados um resumo de algumas das formulações encontradas na literatura para inferir o parâmetro χ do conteúdo de água presente no meio.

Tabela 2.2 - Correlações para a determinação do valor de χ (modificado – Sousa, 2024).

Autor(es)	Correlação
Öberg & Sällfours (1997)	$\chi = S$
Khalili & Khabbaz (1998)	$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)}\right]^{-0,55}$
Vanapalli & Fredlund (2000)	$\chi = \frac{(S - S_r)}{(1 - S_r)}$
Vanapalli & Fredlund (2000)	$\chi = S^k$
Cavalcante & Mascarenhas (2021)	$\chi = \exp\left[-\delta(u_a - u_w)\right]$

Após a publicação do modelo de Bishop, na década de 1970, Fredlund *et al.* (1978) propuseram uma equação que descreve a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, modificando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e adicionando uma parcela referente ao ganho de resistência com o aumento da sucção por meio de:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \tag{2.6}$$

onde ϕ^b é o ângulo de atrito que ajusta o ganho de resistência conforme os aumentos de sucção, seguindo um comportamento linear. A Figura 2.3 apresenta uma visão tridimensional da envoltória descrita por essa equação, ilustrando a superfície de falha estendida de Mohr-Coulomb para solos não saturados proposta por Fredlund *et al.* (1978).

Além dos modelos de resistência citados, outros autores propuseram correlações para estimar a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, seguindo o resumo apresentado na Tabela 2.3 (Graecen, 1960; Perterson, 1988; Abramento & Carvalho, 1989; Cavalcante & Mascarenhas, 2021).

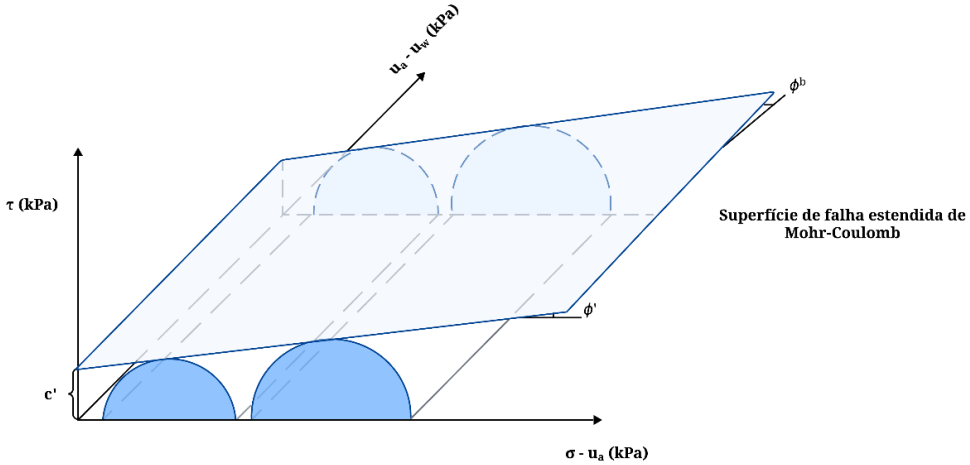

Figura 2.3 - Superfície de falha estendida de Mohr-Coulomb para solo não saturado proposta por Lu & Likos (2004).

Tabela 2.3 - Correlações para a estimativa da resistência ao cisalhamento de solos não saturado (modificado – Vanapalli, 2009).

Autor	Equação	Parâmetros do modelo
Graecen (1960)	$\tau = [\sigma_n + (u_a - u_w)] \tan\phi'(1 - n_a)$	n_a
Peterson (1988)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan\phi' + C_\psi$	C_ψ
Abramento & Carvalho (1989)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan\phi' + \alpha(u_a - u_w)^\beta$	α e β
Cavalcante & Mascarenhas (2021)	$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan\phi' + \exp(-\delta\lvert(u_a - u_w)\rvert)\,(u_a - u_w)tan\phi'$	δ

Dentro desta linha, na década de 90, Vanapalli *et al.* (1996) desenvolveram um dos modelos mais amplamente utilizados na literatura para análise de resistência ao cisalhamento em solos não saturados. Esses autores propuseram uma versão modificada do modelo de Mohr-Coulomb, que estabelece uma relação entre a resistência ao cisalhamento em condições não saturadas e as variáveis de estado: tensão efetiva, sucção matricial e um fator de ponderação associado ao grau de saturação do solo. Essa abordagem é semelhante ao que já havia sido proposto por outros autores, como Bishop *et al.* (1960) e Fredlund *et al.* (1978).

Entre os modelos de Bishop *et al.* (1960), Fredlund *et al.* (1978) e Vanapalli *et al.* (1996), a principal diferença se dá à parcela de resistência proporcionada pela sucção mátrica. Vanapalli *et al.* (1996) argumentaram que essa parcela de resistência deve ser ajustada por uma função de potência baseada no teor de umidade volumétrica normalizada do solo. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento para solos não saturados é definida por eles como:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\Theta^{\kappa}\tan\phi' \tag{2.6}$$

onde Θ é o teor de umidade volumétrica normalizado (adimensional) e κ é um parâmetro de ajuste (adimensional) que depende do material utilizado.

Adicionalmente, observa-se que o modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996), descrito na Eq. (2.6), permite a variação de diferentes expressões para a resistência ao cisalhamento em solos não saturados ao se aplicar variados modelos de curva de retenção de água no solo. Dessa forma, é possível adaptar a função de resistência ao cisalhamento para contemplar tanto solos unimodais quanto bimodais.

É importante destacar que as equações de resistência utilizadas assumem a convenção de valores de sucção em módulo positivo. Caso seja necessário considerar valores negativos, o sinal da parcela de sucção matricial deve ser ajustado para "-" ou incorporado o operador de módulo "||".

Conforme Vanapalli & Fredlund (2000), em solos não plásticos, como as areias, o valor de $\kappa = 1$ resulta em previsões adequadas para a resistência ao cisalhamento em condições de não saturação. Para outros tipos de solo, o valor de κ apresenta correlação com o índice de plasticidade (IP) do material. Garven & Vanapalli (2006) exploraram essa correlação avaliando dez tipos de solo diferentes e apresentaram uma relação específica entre κ e o IP, aprimorando a precisão das previsões para diferentes condições geotécnicas.

$$\kappa = \begin{cases} \kappa_1(IP) = -0{,}0016IP^2 + 0{,}0975IP + 1 & IP \leq 30 \\ \kappa_2(IP) = \kappa_1(30) & IP > 30 \end{cases} \tag{2.7}$$

Dessa forma, com base nas correlações de κ apresentadas por Garven & Vanapalli (2006), a equação de resistência para o modelo de Vanapalli *et al.* (1996) pode ser descrita da seguinte forma:

a) Para solos com $\kappa = 1$:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\Theta\tan\phi' \quad (2.8)$$

b) Para solos com Índice de Plasticidade (IP) ≤ 30%:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\Theta^{(-0{,}0016IP^2+0{,}0975IP+1)}\tan\phi' \quad (2.9)$$

c) Para solos com Índice de Plasticidades (IP) > 30%:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\Theta^{2{,}485}\tan\phi' \quad (2.10)$$

Essas expressões, representadas nas Eqs. (2.8), (2.9) e (2.10), permitem a aplicação diferenciada do modelo de Vanapalli *et al.* (1996) para solos com distintas características de plasticidade, ajustando a resistência ao cisalhamento com base na variabilidade dos parâmetros de sucção e plasticidade.

2.1.3. BREVE DISCUSSÃO DE RESULTADOS DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE AREIAS NÃO SATURADAS

Vários estudos, como os de Donald (1956) e Lee *et al.* (2003), investigaram os efeitos da sucção e das condições de tensão normal sobre a resistência ao cisalhamento. Estes estudos fornecem dados importantes para o entendimento da influência da granulometria e do nível de sucção na resposta mecânica de solos não saturados.

Donald (1956) realizou ensaios utilizando diferentes tipos de areia de Frankston para avaliar a influência da granulometria na resistência ao cisalhamento destes solos não saturados. Seus resultados mostraram que, em condições de poropressão negativa, a granulometria influencia a resistência ao cisalhamento, com frações de areia grossa apresentando maior resistência de atrito em comparação às frações mais finas, conforme apresentado na Figura 2.4.

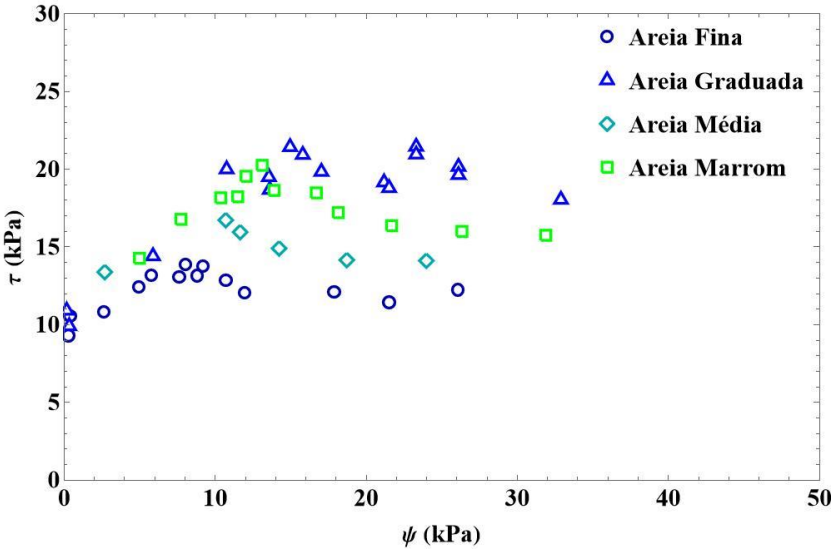

Figura 2.4 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para frações de areia de Frankston (Donald, 1956).

Outro destaque, foi o trabalho de Lee *et al.* (2003) que compilaram e analisaram dados de resistência ao cisalhamento de diferentes tipos solos (areias, solos finos) não saturados, observando que solos com maior conteúdo de partículas finas (solos finos) tendem a apresentar maior coesão aparente (incrementos na resistência) em função do aumento nos valores de sucção atuantes nas amostras. Isso ocorre porque partículas menores contribuem para uma maior retenção de água e, consequentemente, tendem a apresentar um valor maior de poropressão negativa, tal afirmação pode ser observada na Figura 2.5.

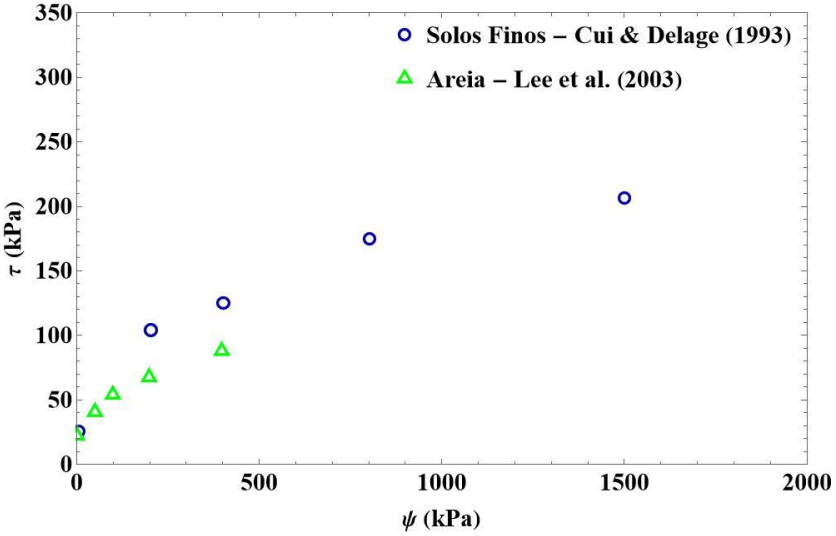

Figura 2.5 - Comparação entre dados de resistência ao cisalhamento de um solo fino e de uma areia (modificado - Lee *et al.*, 2003).

Os trabalhos de Lee *et al.* (2003) e Donald (1956) apresentam abordagens complementares. Enquanto Donald (1956) estabeleceu as bases teóricas e experimentais para a análise de solos não saturados, Lee *et al.* (2003) avançaram no desenvolvimento de modelos preditivos utilizando técnicas modernas de inteligência artificial e formulações matemáticas simplificadas.

2.2. CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

A Curva de Retenção de Água no Solo (CRA), também conhecida como Curva Característica, descreve a quantidade de água retida pelo solo em função da sucção. Em termos de conteúdo de água, ela pode ser expressa pelo teor de umidade gravimétrica (w), teor de umidade volumétrica (θ) ou grau de saturação (S). Já em termos de sucção, ela pode ser expressa pela sucção total, mátrica ou osmótica, a depender da aplicação geotécnica considerada (Fredlund & Rahardjo, 1993; Sousa, 2024).

A CRA reflete um fenômeno hidráulico diretamente relacionado aos espaços vazios e à quantidade de fluido presente no solo. Por isso, é uma característica específica do meio, que varia de acordo com diversos fatores, tais como o diâmetro das partículas (Donald, 1956), o índice de vazios (Costa & Cavalcante, 2020), o grau e a energia de compactação aplicados (Miller *et al.*, 2002; Tarantino, 2009) e o tipo de ensaio utilizado para obtenção da curva (Collares *et al.*, 2022).

Segundo Sousa (2019), a análise da CRA permite dividir o comportamento hidráulico dos poros em duas faixas principais: macroporos e microporos. Os macroporos são responsáveis principalmente pela aeração e pela condução de água durante o processo de infiltração. Em contraste, os microporos desempenham a função de armazenamento de água, retendo-a no interior do solo após os processos de drenagem e infiltração.

A CRA, portanto, auxilia na compreensão do comportamento do fluxo e retenção de água em solos não saturados, uma vez que a água nos vazios está retida devido à existência de diferentes potenciais atuantes no meio poroso: cinético, mátrico, osmótico e térmico.

Feuerharmel (2007) afirma que a maioria das CRAs encontradas na literatura geotécnica apresenta uma forma unimodal. Isso significa que a curva descreve um único ciclo de retenção de água, sendo representada por uma redução no teor de umidade

conforme a sucção do solo aumenta, para a trajetória de secagem. E uma redução de sucção à medida que a umidade aumenta, para a trajetória de umedecimento.

2.2.1. CURVA DE RETENÇÃO UNIMODAL

Em relação ao comportamento hidráulico dos solos unimodais, a CRA pode ser dividida em três regiões distintas ao plotar um gráfico em escala semi-logarítmica, conforme ilustrado na Figura 2.6. Esses intervalos de comportamento, considerando o sentido de secagem do solo, são definidos da seguinte forma:

a) Zona Saturada: Esta faixa abrange o teor de umidade volumétrico do solo desde o ponto de saturação até o ponto de entrada de ar nos poros. Nesse estágio, pequenas variações no teor de umidade ocorrem à medida que a sucção aumenta, o que resulta em uma curva praticamente horizontal, indicando pouca perda de água.

b) Zona de Transição: A partir do ponto de entrada de ar, o ar começa a adentrar nos macroporos, que são os maiores poros da estrutura do solo. Com isso, observa-se uma queda acentuada no teor de umidade à medida que a sucção aumenta. Após o ponto de inflexão, a curva é dominada pela água retida nos microporos, menores que os macroporos, o que reflete uma perda de umidade mais acentuada até atingir a chamada umidade residual.

c) Zona Residual: Neste intervalo, a água restante está presa em poros muito pequenos, exigindo uma quantidade crescente de energia para ser removida. Com o aumento da sucção, a água torna-se gradativamente indisponível para o meio, permanecendo apenas a água adsorvida na superfície dos grãos. Quando o solo atinge uma condição próxima de seco, fenômenos complexos como evaporação, fissuração e desagregação do solo passam a influenciar o comportamento hidráulico, os quais demandam análises específicas e não são abordados neste estudo.

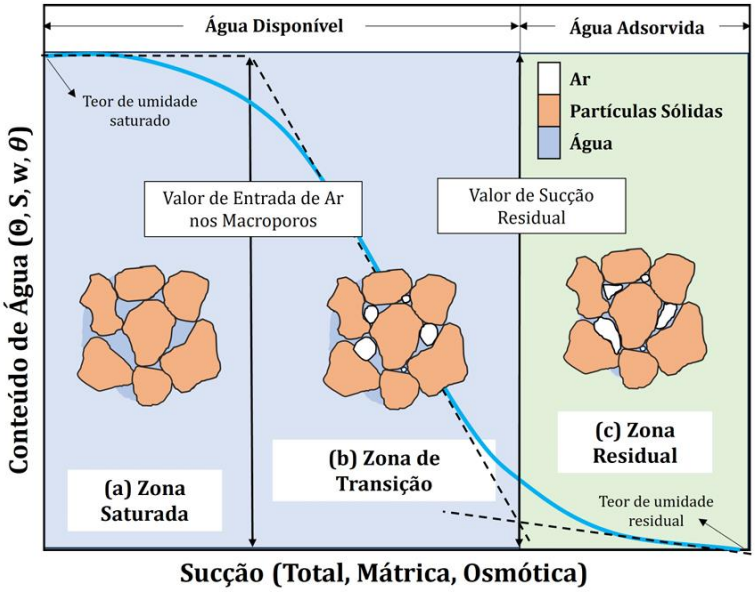

Figura 2.6 - Curva Característica no Solo (Sousa, 2024).

Para uma análise da CRA em solos, é importante utilizar métodos experimentais que permitam medir a sucção em diferentes faixas e com distintos graus de precisão. Diversos métodos de medição estão disponíveis, cada um com uma faixa específica de atuação e características particulares, adequando-se a diferentes tipos de ensaios e amostras. Estes métodos são escolhidos com base nas propriedades do solo estudado e nas condições que se deseja reproduzir, seja em laboratório ou em campo (Sousa, 2024).

Na Tabela 2.4, são apresentados os principais métodos de medição de sucção, incluindo suas faixas de operação e o tempo médio necessário para alcançar o equilíbrio nas amostras. Essas informações auxiliam a definir o procedimento experimental mais adequado para cada tipo de solo e faixa de sucção, permitindo, assim, uma caracterização detalhada do comportamento hidráulico dos solos não saturados.

Tabela 2.4 - Métodos para estimativa da retenção (Silva, 2005).

Método de Sucção	**Faixa de Medida e tempo aproximado de equilíbrio**	**Observações**
Funil de pedra porosa (Matricial)	0 a 70 kPa (Horas)	-Sucção é aplicada diretamente à amostra; - Bom para baixas sucções onde a precisão das panelas é limitada.

Método de Sucção		Faixa de Medida e tempo aproximado de equilíbrio	Observações
Placa de Pressão (Matricial)		0 a 1.500kPa (Horas)	- Emprega a técnica de translação de eixos; - Depende da capacidade da pedra porosa (pressão de entrada de ar); - Continuidade da fase ar.
Membrana de pressão (Matricial/Total)		Até 10.000 kPa (Horas)	- Emprega a técnica de translação de eixos; - Emprega membrana de celulose (seletividade?).
Tensiômetro (Matricial)		0 a 70 kPa (minutos)	- Tempo de resposta: depende da condutância da pedra porosa; sensibilidade do elemento de medida; - Existem tensiômetros baseados em princípios osmóticos; - Tensiômetros de alta capacidade (para pressões de -1 atm); tiram partido da elevada resistência à tração da água.
Papel Filtro	Papel-solo em contato (Matricial)	30 a 30.000 kPa (7 dias)	- Depende do contato entre o solo (pode ser difícil); -Necessita de calibração do papel filtro; - Evitar formação de fungos; - Pesagem (precisão 0,0001g)
	Papel-solo sem contato (Total)	400 a 30.000 kPa (7 a 14 dias)	
Blocos Porosos (Matricial)		10 a 1.000 kPa (semanas)	- Baseia-se na condutividade elétrica de materiais porosos (gesso, fibra de vidro, etc.); resistência elétrica com umidade; - Desvantagens: solubilidade de gesso, histerese significativa, suscetibilidade à secagem e fungos.
Psicrômetros (Total/osmótica)		100 a 8.000 kPa (minutos)	- Depende de rigoroso controle da temperatura, principalmente nas baixas sucções; mais recomendados para laboratório;

Método de Sucção	Faixa de Medida e tempo aproximado de equilíbrio	Observações
		- Sucção osmótica: mede sucção de extrato da solução do solo (confiabilidade precária)
Sensores de Condutividade Térmica (osmótica)	Todos os valores (minutos)	- Condutividade elétrica do extrato da solução; - Concentração de solutos; - Extrato + psicrômetros: resultados precários.
Equilíbrio de fase de vapor (total)	Toda a faixa acima de 400 kPa (dias)	- Solução com concentração conhecida, umidade relativa, sucção total; - Amostra de solo em dessecador sem contato com a solução até equilíbrio de peso; - Equilíbrio demorado.
Principios Osmóticos (matricial)	200 a 1.600 kPa (Horas)	- Solo em contato com solução com concentração conhecida (umidade relativa conhecida) através de membrana seletiva; - Solução de PoliEtilenoGlicol (PEG), peso molecular 20.000; - Útil para instalar e controlar sucção em ensaios.

Este conjunto de métodos experimentais proporciona uma base sólida para a construção da CRA e serve como ponto de partida para os modelos matemáticos que ajustam os dados observados, permitindo um estudo detalhado e coerente das interações entre o teor de água e a sucção em diferentes tipos de solos.

Sendo assim, diversos desses modelos foram desenvolvidos ao longo dos anos, sendo alguns mais amplamente utilizados devido ao seu melhor ajuste em representar com precisão os dados experimentais. Entre os vários modelos de ajuste, destacam-se os modelos: Gardner (1958), Mualem (1976), Van Genuchten (1980), Williams *et al.* (1983), Fredlund & Xing (1994), Cavalcante & Zornberg (2017), apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Alguns modelos de ajuste para curva de retenção de água (modificado - Sousa, 2024).

Autores	Equação	Parâmetros do modelo
Gardner (1958)	$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + \left(\frac{\psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	$a_g \; e \; n_g$
Mualem (1976)	$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	$a_m, m_m \; e \; n_m$
van Genuchten (1980)	$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	$a_{vg}, m_{vg} \; e \; n_{vg}$
Williams *et al.* (1983)	$\theta = \exp\left(\frac{ln\lvert\psi\rvert - a_w}{n_w}\right)$	$a_w \; e \; n_w$
Fredlund & Xing (1994)	$\theta = \frac{C(\psi)}{\left\{ln\left[e + \left(\frac{\psi}{a_{fx}}\right)^{n_{fx}}\right]\right\}^{m_{fx}}}$	$a_{fx}, m_{fx} \; e \; n_{fx}$
Cavalcante & Zornberg (2017)	$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)\exp\left(-a_{CZ}\lvert-\psi\rvert\right)$	$a_{CZ} = \delta$

3. METODOLOGIA

3.1. PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

A pesquisa foi dividida em três etapas principais de trabalho:

i) Campanha de ensaios laboratoriais;

ii) Modelagem matemática dos dados obtidos; e,

iii) Criação de uma metodologia para caracterização da resistência ao cisalhamento não saturada de solos.

A Figura 3.1 apresenta o fluxograma da metodologia adotada.

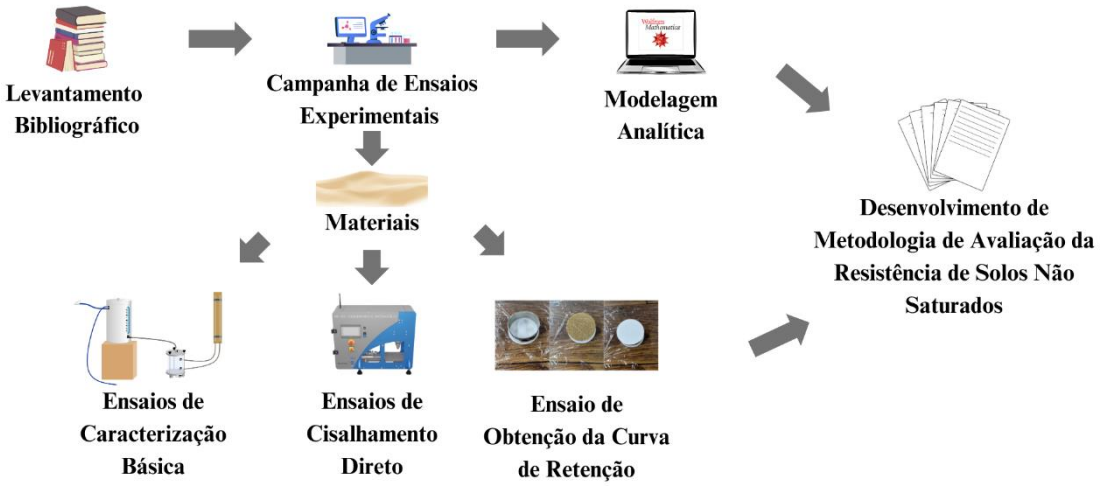

Figura 3.1 - Fluxograma Metodológico da Pesquisa.

Na primeira etapa, denominada experimental, foram realizados ensaios de caracterização básica das areias. Esses ensaios incluíram a análise granulométrica, o cálculo do índice de vazios e a massa específica dos grãos das areias, parâmetros importantes para compreender o comportamento das amostras. A etapa experimental envolve também a realização de ensaios de cisalhamento direto convencional adaptado, com medições de sucção utilizando papel filtro. Esses ensaios foram conduzidos no laboratório do grupo de pesquisa Geofluxo e no Laboratório de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Na etapa de modelagem, os dados são ajustados com base no modelo analítico de resistência desenvolvido por Sousa (2024) a fim de retroanalisar os dados de resistência obtidos nos ensaios. Os códigos para esse ajuste foram elaborados utilizando o *software*

Wolfram Mathematica e fazem parte da pesquisa de doutorado desenvolvida por Sousa (2024).

Após fase de ajuste dos dados, foi desenvolvido um procedimento metodológico para caracterizar as areias não saturadas utilizando equipamentos convencionais de cisalhamento e métodos indiretos de sucção, criando uma metodologia adaptada à estimativa da resistência dessas areias.

3.1.1. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais que foram utilizados nos ensaios experimentais consistiram em três tipos de areias, fina, média e grossa, seguindo a Classificação Textural da NBR 6502 (ABNT, 2022a) descrita na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Tamanho dos Grãos, conforme a NBR 6502 (ABNT, 2022a).

Tipo de Areia	Granulometria
Areia Fina	Entre 0,06 mm e 0,2 mm
Areia Média	Entre 0,2 mm e 0,6 mm
Areia Grossa	Entre 0,6 mm e 2,0 mm

A fim de testar areias de diferentes granulometrias, estes três tipos de solos foram adquiridos no comércio local e caracterizados por meio dos ensaios descritos nos próximos itens

3.1.2. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Neste estudo, as amostras de areia utilizadas foram adquiridas no comércio local, o que significa que não há informações disponíveis sobre a profundidade de coleta original ou as condições específicas do local de extração. Essa limitação na rastreabilidade da origem pode introduzir algumas variações nas características granulométricas e na composição mineralógica da areia. No entanto, foram seguidos adequadamente os procedimentos de preparação e homogeneização de amostras estabelecidos pela NBR 6457 (ABNT, 2024) para minimizar essas variações e garantir que as amostras fossem representativas para os ensaios propostos. Ainda, os materiais foram adquiridos na mesma época para minimizar problemas, tais como, alteração do local de coleta e mineralogia das areias estudas.

Após a aquisição, cada amostra de areia foi secada ao ar livre, em ambiente protegido de umidade, contaminação e poeira, conforme observado na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Secagem do material ao ar livre.

Após a secagem, as amostras passaram por um processo de desagregação manual com almofariz, tendo a precaução de preservar a integridade dos grãos e garantir que as partículas de areia não fossem fragmentadas. Este procedimento é essencial para manter a representatividade das amostras nos ensaios de caracterização e garantir o tamanho e forma naturais dos grãos.

Posteriormente, as amostras passaram por um processo de divisão controlada, no qual o material foi particionado para obter uma quantidade representativa e adequada para cada ensaio.

3.1.3. DETERMINAÇÃO DA UMIDADE RESIDUAL – UMIDADE HIGROSCÓPICA

A determinação da umidade residual do solo foi realizada em conformidade com os procedimentos estabelecidos pela NBR 6457 (ABNT, 2024). Segundo essa norma, a

preparação das amostras para ensaios de caracterização inclui a secagem do solo em estufa a uma temperatura controlada de 105 ºC por um período de 24 horas. Esse procedimento visa garantir a remoção completa da umidade natural presente nas partículas do solo, sem provocar alterações nas características físicas do material.

Após o período de secagem, as amostras foram retiradas da estufa e deixadas esfriar em um dessecador para evitar a reabsorção de umidade antes da pesagem final. A umidade residual foi calculada com base na diferença de massa entre a amostra úmida e a amostra seca, conforme a seguinte fórmula:

$$\text{Umidade residual } (\%) = \frac{\text{massa de solo seco ao ar} - \text{massa de solo seco em estufa}}{\text{massa de solo seco em estufa}} * 100 \quad (4.1)$$

3.1.4. GRANULOMETRIA

A norma NBR 7181 (ABNT, 2018) estabelece métodos padronizados para determinar a distribuição granulométrica de partículas de solo, abrangendo frações de pedregulho, areia, silte e argila. Essa norma complementa a NBR 6457 (ABNT, 2024), fornecendo diretrizes específicas para o fracionamento e a classificação das partículas, com o objetivo de obter uma distribuição granulométrica detalhada e precisa por meio dos ensaios de peneiramento e sedimentação.

No caso das amostras de areia, foi realizado inicialmente o peneiramento grosso nas peneiras de 50 mm (2”), 38 mm (1.1/2”), 25 mm (1”), 19 mm (3/4”), 9,5 mm (3/8”) e 4,8 mm (# 4), conforme a NBR NM ISO 3310-1 (ABNT, 2011). No entanto, não houve retenção de material, uma vez que a granulometria das areias era menor que a abertura das peneiras utilizadas nesse estágio. Por esse motivo, o material passou completamente pelas peneiras de abertura maior, indicando que a fração analisada consistia predominantemente de grãos menores.

Diante disso, o peneiramento fino foi realizado para a análise granulométrica, que consiste em passar a amostra por peneiras com diâmetros de 2,0 mm (# 10), 1,2 mm (# 16), 0,6 mm (# 30), 0,42 mm (# 40), 0,25 mm (# 60), 0,15 mm (# 100) e 0,075 mm (# 200). As peneiras foram dispostas em ordem decrescente de abertura, e a amostra foi colocada na peneira superior. O conjunto de peneiras foi agitado para que as partículas passassem para as peneiras subsequentes, de acordo com seu tamanho, conforme ilustrado na Figura 3.3. A quantidade de solo retida em cada peneira foi, então, pesada, como pode

ser observado na Figura 3.4, permitindo o cálculo da distribuição percentual das partículas e a construção da curva granulométrica.

Para frações muito finas, menores que 0,075 mm, utiliza-se o método de sedimentação, seguindo o princípio de Stokes, que considera a velocidade de sedimentação das partículas em um líquido. Porém, como pode-se observar nos resultados apresentados no item 4, não foi necessário a utilização do método para o presente solo uma vez que a fração de fino foi menor que 7%.

Figura 3.3 - Peneiramento Fino.

Figura 3.4 - Amostra do peneiramento da areia fina retido na peneira de diâmetro 0,25 mm.

3.1.5. MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

Para a determinação da massa específica dos grãos das amostras de areia, foi seguido o método estabelecido pela NBR ISO 12154 (ABNT, 2022b), utilizando especificamente um picnômetro de hélio, Figura 3.5. Este método consiste em calcular o volume real dos grãos, utilizando o picnômetro de hélio, que mede o volume ocupado pela amostra com base no deslocamento do gás.

Figura 3.5 - Picnômetro a gás hélio – Marca Quantachrome Instruments, modelo Pentapyc 5200e.

Para tal, inicialmente, as amostras de areia foram secas por 24 horas em estufa a uma temperatura controlada, não excedendo 60°C, para garantir a remoção completa de umidade, evitando que água residual alterasse os resultados ao ocupar volume adicional. Após a secagem, a amostra foi inserida na câmara do picnômetro, onde foram realizadas medições do volume com e sem a presença do material.

O picnômetro de hélio foi utilizado para medir o volume de gás deslocado pela amostra. Primeiro, a câmara do picnômetro é pressurizada com hélio e a pressão é medida. Em seguida, a amostra é inserida na câmara, e uma nova leitura da pressão é feita. A diferença de pressão do gás com e sem a amostra permite calcular o volume exato ocupado pelos grãos, pois o hélio, devido ao seu pequeno tamanho molecular, consegue penetrar até mesmo em poros muito pequenos que líquidos ou gases maiores não alcançariam com a mesma eficiência (Blake, 1965).

A partir do volume determinado pelo picnômetro de hélio e da massa seca da amostra, a massa específica dos grãos é calculada pela razão entre a massa e o volume. Esse procedimento assegura uma medição altamente precisa, especialmente importante para materiais granulares como a areia, cujas partículas podem apresentar formas irregulares e porosidade significativa (Blake, 1965).

3.1.6. ANÁLISE MINERALÓGICA

Para caracterizar a composição mineralógica das amostras de areia, foram realizados ensaios utilizando técnicas de Difração de Raios X (DRX) e análise visual por estereomicroscopia.

a) Difração de Raios X (DRX)

A análise por Difração de Raios X foi conduzida para identificar os minerais cristalinos presentes na amostra. Para este ensaio, utilizou-se um difratômetro de raios X (Marca Bruker, Modelo D8 FOCUS) em condições padrão de varredura, conforme Figura 3.6. As amostras foram previamente secas e pulverizadas até obter um pó fino, garantindo maior precisão nos resultados.

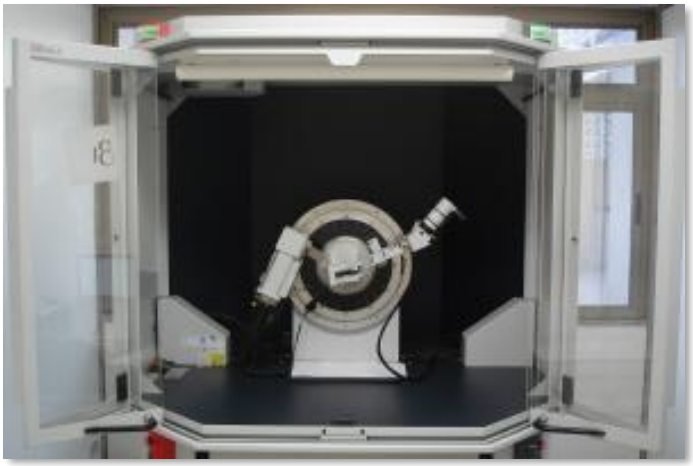

Figura 3.6 - Difratômetro de raios X (CAIQ-UnB, 2023).

b) Estereomicroscopia

Além do ensaio de DRX, foi realizada uma análise por estereomicroscopia, utilizando um estereomicroscópio Leica, modelo EZ4 D, conforme Figura 3.7. A estereomicroscopia é uma técnica de observação em microscopia que utiliza um sistema ótico com duas lentes oculares, permitindo a visualização tridimensional de objetos (Amaral & Silva, 2019). Esse procedimento permite a observação direta da morfologia e granulometria das partículas. Para a análise, pequenas porções das amostras foram colocadas em lâminas e examinadas sob aumentos variados, permitindo a identificação de possíveis impurezas e uma avaliação visual preliminar dos tipos de minerais presentes.

Figura 3.7 - Estereomicroscópio (Leica Microsystems, 2024).

3.1.7. ÍNDICE DE VAZIOS

Foram seguidas as normas NBR 16840 (ABNT, 2021b) e NBR 16843 (ABNT, 2020) para avaliar a compacidade do solo em condições extremas de densidade. Juntas, essas normas fornecem métodos complementares para determinar os índices de vazios máximo e mínimo, parâmetros que são fundamentais para caracterizar a densidade relativa de solos não coesivos, como as areias, influenciando diretamente o comportamento mecânico e hidráulico destes solos.

O índice de vazios máximo é definido como a maior relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos em uma amostra de solo, representando a condição em que o solo se encontra em sua menor densidade possível, ou seja, na forma mais solta.

O procedimento para determinação do índice de vazios máximo segue uma metodologia padronizada que visa garantir a reprodução dos resultados e simular a condição mais solta do solo, NBR 16840 (ABNT, 2021b). Após os procedimentos já realizados na norma ABNT NBR 6457 (ABNT, 2024), a amostra seca foi colocada em um cilindro metálico de volume 1000 cm^3. Assim como recomendado na norma, o solo foi depositado lentamente no interior do recipiente com o auxílio de um funil, de forma contínua e controlada, com o objetivo de evitar a segregação das partículas e permitir que o material ocupe o maior volume possível.

Após o preenchimento do molde até 2 cm acima do seu topo, conforme ilustrado na Figura 3.8, rasou-se o excesso de solo com auxílio da régua de aço biselada, com todos os cuidados necessários, conforme a Figura 3.9. Considera-se que o volume do solo

corresponde ao volume do recipiente padronizado, uma vez que o solo foi colocado de forma solta. Em seguida, a massa da amostra foi medida, sendo esses valores utilizados para o cálculo da densidade seca mínima, que representa a menor densidade que o solo pode alcançar nas condições específicas do ensaio. Sendo assim, o índice de vazios máximo é determinado pela equação que relaciona o volume de vazios com o volume de sólidos, utilizando a densidade seca mínima obtida e a massa específica dos grãos, cuja determinação deve seguir normas anteriores.

Figura 3.8 - Determinação do índice de vazios máximo.

Figura 3.9 - Molde rasado com a régua de aço biselada.

O índice de vazios mínimo é definido como a menor relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos em uma amostra de solo quando compactada ao máximo, representando a condição em que o solo se encontra em sua maior densidade possível. Conforme a norma NBR 16843 (ABNT, 2020), que estabelece os procedimentos para a determinação do índice de vazios mínimo em solos não coesivos, como areias.

Assim como na determinação do índice de vazios máximo, o índice de vazios mínimo segue uma metodologia padronizada para garantir que o solo atinja a maior densidade possível, o maior estado de compacidade. Para isto, inicialmente, posicionou-se o tubo-guia ao molde e, com o auxílio do funil, encheu-se parcialmente o conjunto

formado pelo molde e tubo-guia, de modo que o solo ultrapasse de 1 cm a 2 cm acima do topo do molde. Em seguida, golpeou-se a parede externa do molde com um martelo de borracha, visando recalcar o material e facilitar o posicionamento da sobrecarga.

O conjunto foi, então, fixado à mesa vibratória utilizada para realizar o ensaio do peneiramento. A sobrecarga foi colocada sobre a superfície da amostra do solo, conforme pode ser observado na Figura 3.10, garantindo um contato firme e uniforme com a superfície do material. Posteriormente, vibrou-se o conjunto com a amostra por um período de 2 a 3 min. Após o tempo de vibração, a sobrecarga foi removida, o conjunto foi desatarraxado da mesa vibratória, o tubo-guia foi retirado e o excesso de solo é nivelado com o auxílio de uma régua de aço biselada.

Em seguida, a massa da amostra foi medida, e esses procedimentos foram repetidos até que a massa da amostra se estabilize. Os valores obtidos foram utilizados para o cálculo da densidade seca máxima, que representa a maior densidade que o solo pode alcançar nas condições específicas do ensaio.

Figura 3.10 - Determinação do índice de vazios mínimo.

3.1.8. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DOS SOLOS

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares, foi

seguida a NBR 13292 (ABNT, 2021a), que estabelece os procedimentos para medir a permeabilidade de solos granulares, como as areias. O ensaio descrito na norma é utilizado para determinar a condutividade hidráulica saturada dos solos granulares, a qual representa a taxa de fluxo de água em meio ao solo sob um gradiente hidráulico constante, fornecendo informações essenciais para o projeto de drenagem, fundações, barragens e outras obras geotécnicas. A representação esquemática do ensaio pode ser observada na Figura 3.11.

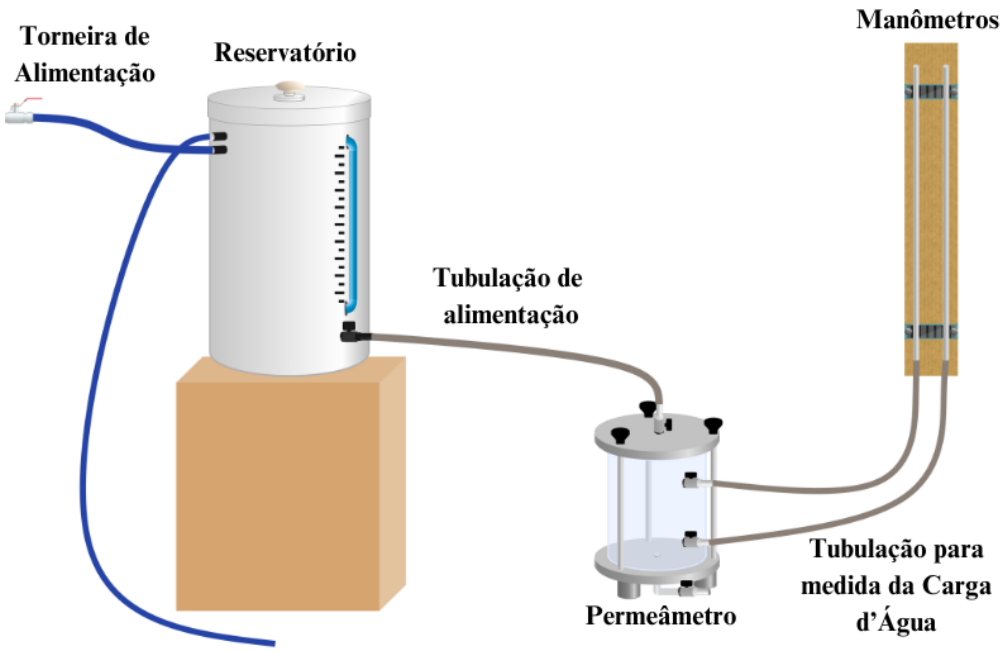

Figura 3.11 - Ensaio de permeabilidade à carga constante.

Na montagem do corpo de prova, mediu-se e registrou-se o diâmetro interno do permeâmetro em quatro posições igualmente espaçadas, assim como a distância entre os centros das aberturas dos tubos manométricos. A área da seção transversal interna do permeâmetro foi calculada com base na média das medidas do diâmetro. Utilizando uma régua metálica apoiada nas bordas da parte superior do permeâmetro, e com auxílio do paquímetro, mediu-se a profundidade compreendida entre a face superior da régua e o topo do disco perfurado para aferição do volume.

Após a realização das medições, um disco metálico perfurado foi colocado no fundo do permeâmetro e o material granular (Seixo) foi adicionado, formando uma camada inferior delimitada em 4 cm, devidamente nivelada. Em seguida, a amostra de solo foi dividida em cinco camadas para garantir a compactação adequada. O segundo

disco perfurado e o papel filtro foram, então, posicionados sobre a camada de material granular.

A primeira camada de solo foi adicionada com o auxílio de um funil, seguindo uma trajetória espiralada, da borda para o centro do permeâmetro, de modo a assegurar a formação de uma camada uniforme. Essa camada foi compactada com o auxílio de um peso metálico, e, em seguida, as demais camadas de solo foram adicionadas, repetindo-se o processo até que todas as camadas fossem compactadas. Após a finalização do preenchimento da amostra de solo, o terceiro disco perfurado foi posicionado, seguido pelo papel filtro, e por fim, uma camada de material granular foi adicionada para completar o conjunto. O equipamento foi, então, fechado com a tampa superior, preparando-o para a realização do ensaio. Ressalta-se que todos os corpos de prova foram moldados com o mesmo índice de vazios (0,72 ± 0,05).

Para a saturação do corpo de prova, conectou-se a mangueira do reservatório à válvula inferior do permeâmetro, permitindo que o fluxo de água ocorresse de forma ascendente, enquanto a válvula do topo permanecia fechada, conforme pode ser observado na Figura 3.12. Quando a água se aproximou do topo, a válvula do topo foi aberta para expulsar o ar, garantindo que o corpo de prova ficasse completamente saturado e livre de bolhas.

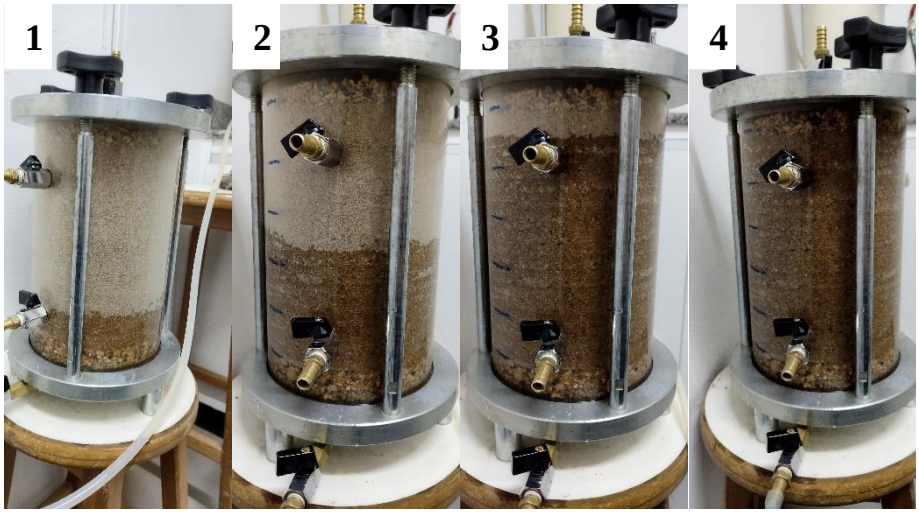

Figura 3.12 - Corpo de prova do ensaio de permeabilidade à carga constante.

Em seguida, a válvula de topo e a inferior foram fechadas. A mangueira foi desconectada da válvula inferior e conectada à válvula de topo, que foi, então, aberta.

Abriu-se as válvulas dos manômetros, para permitir a passagem de água livre de ar. Conectou-se os tubos manométricos às válvulas correspondentes, estabilizando o sistema e estabelecendo um fluxo constante.

Para realizar a primeira medição, a válvula inferior foi aberta, aguardando-se até que a água nos tubos manométricos se estabilizasse. Com o auxílio de uma proveta e de um cronômetro, coletou-se a água na válvula inferior por 30 segundos. Esse procedimento foi repetido seis vezes. Posteriormente, o reservatório foi abaixado para uma nova medição, repetindo-se os procedimentos anteriores.

O cálculo do coeficiente de permeabilidade é baseado na lei de Darcy, que estabelece que o fluxo de água através de um meio poroso é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico e à área transversal da amostra. O coeficiente de permeabilidade é expresso em unidades de velocidade (m/s), representando a facilidade com que a água flui através do solo, por meio da expressão:

$$k = \frac{Q.L}{A.\Delta H.t} \tag{3.1}$$

Onde k é o coeficiente de permeabilidade (m/s), Q é a vazão de percolação (m^3/s), A é a área da seção transversal da amostra perpendicular ao fluxo (m^2), ΔH é a diferença de carga hidráulica nos tubos manométricos, L é a distância ao longo da qual o fluxo percorre (m), medida na direção do escoamento e t é o tempo (s).

3.1.9. MEDIDAS DE SUCÇÃO DE AMOSTRAS NÃO SATURADAS

Os ensaios para estimativa da sucção em amostras permitem avaliar a capacidade do solo de reter água, bem como a força capilar que mantém essa água nos poros. Existem diferentes métodos para determinar a relação entre umidade e a sucção do solo (curva de retenção), entre os quais destacou-se o método da mesa de tensão e o método do papel de filtro.

- **Método da Mesa de Tensão**

O método da mesa de tensão, descrito na ISO 11274 (ISO, 2019), é uma técnica de laboratório usada para determinar a curva de retenção de água do solo em baixos níveis

de sucção, geralmente até cerca de 10 kPa. A técnica baseia-se no princípio de equilíbrio de pressão entre a água no solo e uma superfície porosa conectada a uma coluna de água, permitindo a drenagem controlada da amostra de solo. A representação do ensaio pode ser observada na Figura 3.13.

Figura 3.13 - Ensaio de sucção pelo método da mesa de tensão.

As amostras de solo foram preparadas para o ensaio, na condição de umidade natural atingida durante o processo de secagem ao ar livre. O solo foi colocado em molde de PVC, como pode ser observado na Figura 3.14, que mantêm a forma da amostra, assegurando que o volume e a geometria sejam consistentes durante o ensaio.

Figura 3.14 - Amostras moldadas para o método da mesa de tensão.

As amostras foram saturadas elevando-se gradualmente o nível d'água em uma bandeja. Inicialmente, a lâmina d'água foi elevada até cerca da metade da altura das amostras, permanecendo nesse nível por 24 horas e, posteriormente, foi elevada até a

superfície das amostras por mais 24 horas, permitindo a saturação completa, conforme pode ser observado na Figura 3.15. Após a saturação, as amostras foram colocadas na panela para a aplicação de uma tensão de 0,85 kPa (correspondente a 8,5 cm abaixo do nível da base das amostras), como pode ser observado na Figura 3.16. O equilíbrio foi alcançado em, aproximadamente, um dia, sendo indicado pela ausência de gotas d'água e pela formação de meniscos nos tubos de drenagem, conforme descrito por Klute (1986).

Figura 3.15 - Amostras sendo saturadas para realização do ensaio.

Figura 3.16 - Amostras posicionadas para o ensaio de mesa de tensão.

Após atingir o equilíbrio, as amostras foram pesadas em uma balança com precisão de 0,0001 g. Em seguida, uma nova carga de sucção foi aplicada, com uma coluna d'água correspondente a 1,55 kPa (15,5 cm abaixo da base das amostras). Novamente, aguardou-se o equilíbrio entre as amostras e a carga de sucção, o que levou cerca de 24 horas, após o qual as amostras foram novamente pesadas. Esse procedimento foi repetido para todas as demais cargas de sucção, até um valor máximo de 10kPa.

Ao final do ensaio, após a aplicação de todas as cargas, as amostras foram colocadas em estufa a 60 ºC por 24 horas, para secagem completa, permitindo a obtenção da massa seca de cada amostra. Com essas informações, foram calculadas as umidades das amostras em equilíbrio com cada sucção aplicada, conforme o método de Gee & Or (2002).

O método da mesa de tensão é eficaz para medir parte da curva de retenção de água relativa a baixos níveis de sucção, sendo amplamente utilizado em solos com textura

arenosa e para obter alguns trechos da curva de retenção de solos argilosos. A curva obtida por meio desse método desempenha um papel fundamental para diversos estudos em ciências do solo, agricultura e engenharia geotécnica, pois fornece informações sobre a capacidade de retenção de água, a disponibilidade hídrica para plantas e o comportamento do solo em condições não saturadas.

- **Método do Papel Filtro**

O método de ensaio para a determinação do potencial de sucção do solo com o uso de papel de filtro, conforme descrito na norma ASTM D5298-16 (ASTM, 2016), é uma técnica amplamente utilizada para medir a sucção do solo. Esse ensaio é considerado uma abordagem prática e econômica para avaliar o potencial de sucção, com a vantagem de abranger uma ampla faixa de valores, variando de 30 a 30.000 kPa (Silva, 2005), sendo particularmente adequado para solos com características expansivas ou colapsíveis.

Inicialmente, realiza-se a homogeneização do solo e separa-se a quantidade de amostra que será utilizada no ensaio. Para cada corpo de prova, determina-se a massa de solo e umidade correspondente à sucção desejada. Os papéis filtros qualitativos são preparados para segurar a amostra no fundo do molde e evitar o contato direto do solo com o papel filtro quantitativo, como pode ser observado na Figura 3.17. Essa medida visa prevenir a contaminação do papel quantitativo, que poderia comprometer os resultados do ensaio. Dessa forma, o papel filtro quantitativo *Whatman* nº 42 é posicionado entre os papéis filtros qualitativos. Como o papel filtro quantitativo original apresentava dimensões maiores que o molde, ele foi cuidadosamente cortado nas medidas apropriadas, tomando-se precauções para evitar contaminação ou absorção de umidade que possam comprometer a validade do ensaio.

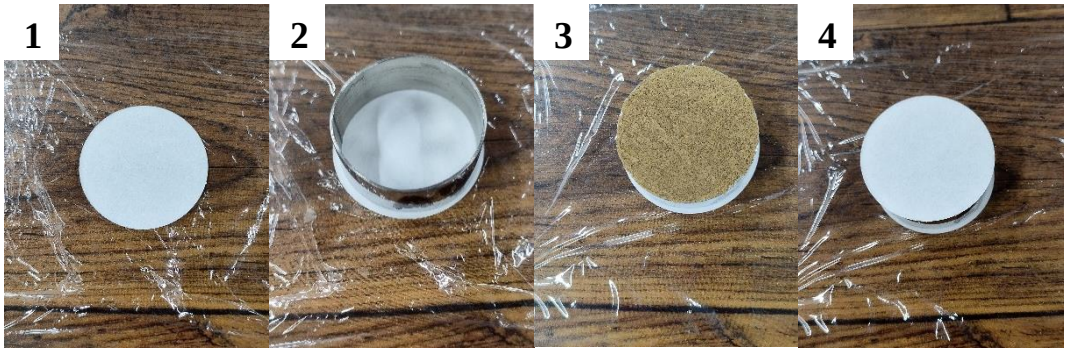

Figura 3.17 - Montagem do corpo de prova para o ensaio.

Para a realização do ensaio, com o molde previamente identificado, foram realizadas cinco medições do diâmetro e cinco medições da altura, calculando-se, em seguida, a média dessas medidas para determinar o volume do molde. Posteriormente, com o papel filtro qualitativo posicionado no fundo do molde, procedeu-se à montagem do corpo de prova. Em seguida, com a amostra de solo moldada, colocou-se um papel filtro qualitativo sobre o solo, seguido do papel filtro quantitativo e, por fim, outro papel qualitativo. Para amostras com grau de saturação acima de 30%, foram colocados dois ou três papeis filtros qualitativos entre a amostra e o papel filtro quantitativo, a fim de evitar a contaminação do papel filtro utilizado para medição. O corpo de prova foi, então, vedado com papel plástico, envolto em papel alumínio para manter a umidade da amostra e identificado, como pode ser observado a Figura 3.18.

Figura 3.18 - Corpos de prova envoltos com papel alumínio e identificados.

Após a realização desse procedimento para todas as umidades previstas, os corpos de prova foram colocados em uma caixa térmica, que foi devidamente fechada, como pode ser observado na Figura 3.19, e em seguida transferida para a câmara úmida, onde permaneceram por 7 dias para estabilização, a fim de diminuir as possíveis perda de umidade dos corpos de prova.

Após esse período, os corpos de prova foram abertos, e o papel filtro foi retirado e, rapidamente, colocado na balança para pesagem, sendo realizadas medições nos tempos de 10s, 20s, 30s, 40s, 50s, 60s, 90s, 120s, 150s, 180s, 210s, 240s, 270s e 300s.

Figura 3.19 - Corpos de prova dentro da caixa térmica para estabilização da umidade.

Em seguida, o papel filtro foi colocado em estufa apropriada, para evitar contaminação, a uma temperatura de 105 ºC por, no mínimo, 2 horas. Durante esse período, a amostra de solo do corpo de prova foi colocada em uma cápsula para pesagem inicial e, em seguida, transferida para a estufa a uma temperatura de 105 ºC, onde permaneceu por 24 horas para secagem completa, com o objetivo de determinar a umidade da amostra. Após as 2 horas de secagem do papel filtro, ele foi retirado da estufa com auxílio da uma pinça e imediatamente colocado na balança para pesagem, com medições realizadas nos mesmos intervalos de tempo: 10s, 20s, 30s, 40s, 50s, 60s, 90s, 120s, 150s, 180s, 210s, 240s, 270s e 300s.

Após a conclusão dos procedimentos, foi possível determinar a sucção do solo. As etapas realizadas, incluindo a secagem e pesagem do papel filtro e da amostra de solo, permitiram obter os dados necessários para o cálculo da sucção, refletindo a capacidade do solo em reter água sob diferentes condições de umidade.

Para validar os pontos experimentais obtidos através dos métodos de mesa de tensão e papel filtro, esses dados foram comparados com referências da literatura que caracterizam a curva de retenção de água em diferentes tipos de areias. Essa comparação permite verificar a precisão dos resultados experimentais em relação aos padrões já estabelecidos, assegurando que as metodologias empregadas fornecem uma representação real do comportamento hidráulico das areias não saturadas.

3.1.10. ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto, realizado conforme a norma ASTM D3080-11 (ASTM, 2011), é uma técnica amplamente utilizada na engenharia geotécnica para determinar a resistência ao cisalhamento de amostras de solo. Esse ensaio tem como objetivo principal avaliar a capacidade do solo de resistir à deformação sob a aplicação de cargas definidas, fornecendo informações essenciais para o projeto e a análise de estabilidade de fundações, taludes e estruturas de contenção. Os parâmetros obtidos, como a coesão (c) e o ângulo de atrito interno (φ), são fundamentais para compreender o comportamento do solo em diferentes condições de carregamento.

O princípio do método baseia-se na aplicação de uma carga normal à amostra de solo, simulando a pressão de confinamento, seguida pela aplicação de uma força horizontal que provoca o cisalhamento ao longo de um plano determinado. O ensaio é realizado sob condições drenadas, a fim de garantir a aferição de parâmetros efetivos.

Para a execução do ensaio segue uma sequência ajustada da norma ASTM D3080-11 (ASTM, 2011), iniciando pela preparação da amostra, como descrito nos ensaios anteriores. O equipamento utilizado é composto pela célula de cisalhamento, duas placas porosas, molde, tampa da célula e pelo sistema de aplicação das forças normal e cisalhante, como pode ser observado nas Figura 3.20 e Figura 3.21.

Figura 3.20 - Equipamento de cisalhamento direto automático.

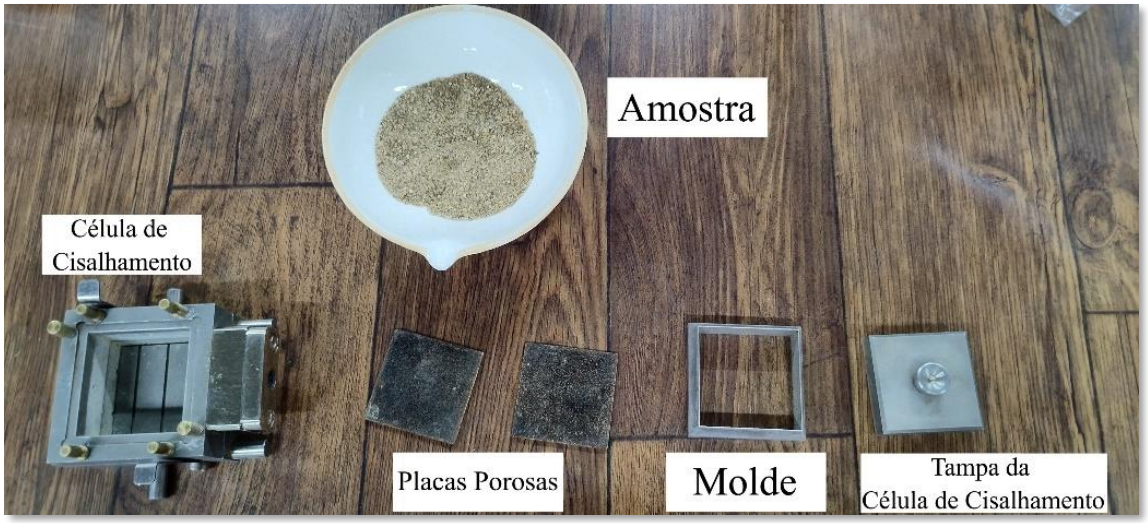

Figura 3.21 - Acessórios do ensaio de cisalhamento direto.

Na caixa do cisalhamento, posicionou-se a célula de cisalhamento, fixando-a com o rosqueamento dos parafusos do eixo de cisalhamento e do suporte da caixa. Em seguida, uma das placas porosas é colocada ao fundo da célula de cisalhamento, e a amostra de solo é posicionada dentro da célula, como pode ser observado na Figura 3.22.

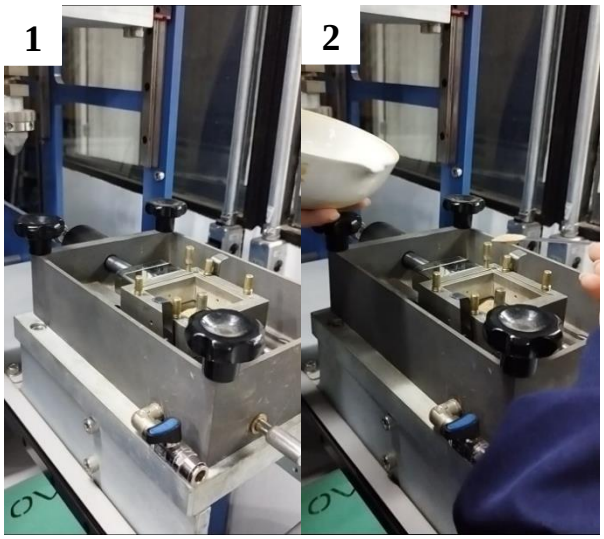

Figura 3.22 - Montagem do ensaio de cisalhamento direto.

Após a colocação da amostra seca, posiciona-se a tampa da célula de cisalhamento para iniciar o ensaio, registrando a altura inicial de moldagem para ajustes posteriores. Em seguida, configura-se o sistema de aplicação das forças, especificando a altura inicial do corpo de prova, a tensão normal a ser aplicada (nesta pesquisa de: 50 kPa, 100 kPa ou 200 kPa), o modelo e tamanho da célula de carregamento, além do nome da amostra.

Posteriormente, o carrinho com a caixa do cisalhamento é cuidadosamente empurrado até o centro de aplicação de tensão normal, com cuidado para não colidir ou encostar na célula de carga.

O eixo da tensão normal é inicialmente deslocado até uma pequena distância da célula de cisalhamento, sem encostar, para verificar o alinhamento central, como ilustrado na Figura 3.23. As porcas do eixo de cisalhamento são ajustadas, e o alimento do eixo de tensão normal é verificado novamente. Na interface do equipamento, configura-se uma carga inicial de 1 kg, correspondente a uma tensão de 2,725 kPa. O eixo é deslocado a uma velocidade de 10 mm/min até encostar na célula de cisalhamento, permitindo "Tarar" o eixo da tensão normal. Em seguida, ajusta-se a célula de carga, rosqueando as porcas. Observa-se a leitura de carga na tela do equipamento, realizando ajustes até que o valor esteja próximo de zero e, em seguida, todos os valores são tarados.

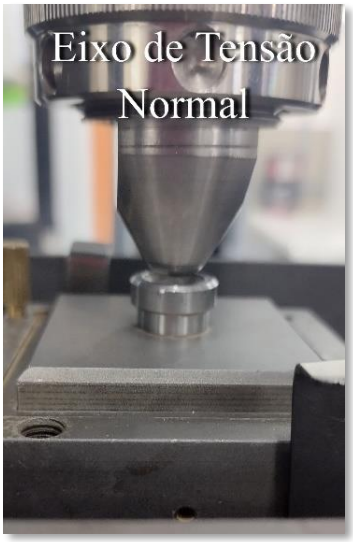

Figura 3.23 - Ajuste do equipamento para o ensaio de cisalhamento direto.

Neste ponto, os parafusos da caixa são removidos para iniciar o ensaio, conforme ilustrado na Figura 3.24. Na tela do equipamento, clica-se em "Iniciar", e ao aparecer a mensagem de "Condição inicial", seleciona-se "Valores de montagem" para contabilizar as cargas já aplicadas durante a montagem. O equipamento realiza, então, o adensamento antes do cisalhamento, definido em 2 minutos. Ao término do adensamento, clica-se em "Avançar etapa" na interface do equipamento e confirma-se a remoção dos parafusos ao clicar em "ok" na mensagem exibida. Define-se uma velocidade de cisalhamento de 0,5 mm/min e, em seguida, clica-se em "Avançar estágio" para iniciar o cisalhamento.

Deve-se destacar que a velocidade de cisalhamento foi estimada com base em ensaios testes realizados previamente, no quais diferentes velocidades foram testadas para avaliar a resposta do material. Adicionalmente, o cálculo da velocidade ideal foi realizado utilizando a expressão:

$$t_f = 11{,}6 * t_{90} \tag{3.2}$$

Onde t_f é tempo total estimado até a ruptura (min), e t_{90} é o tempo necessário para a amostra atingir 90% de adensamento sob a tensão normal máxima (min). A partir do resultado da expressão (3.2), a velocidade de ruptura (v_f) foi estimada como a razão entre o deslocamento até a ruptura (d_f) e o tempo estimado de ruptura (t_f) pela expressão:

$$v_f = \frac{d_f}{t_f} \tag{3.3}$$

Com base nestas análises, definiu-se o valor mais adequado para a velocidade de cisalhamento, assegurando resultados confiáveis e representativos do comportamento mecânico do material.

Figura 3.24 - Parafusos da célula do cisalhamento.

Com a carga normal aplicada, a amostra é submetida a uma força horizontal que ocorra o cisalhamento. Essa força é aumentada de forma controlada e a uma taxa de deslocamento constante. À medida que o cisalhamento avança, a força aplicada e o deslocamento horizontal são registrados, juntamente com qualquer deformação vertical

observada. O ensaio prossegue até que a amostra atinja o deslocamento horizontal de 25%, momento em que a resistência ao cisalhamento máximo é alcançada.

Para o ensaio em condições saturadas, a caixa de cisalhamento foi inundada com água destilada, e a amostra foi preparada com grau de saturação de 100% para garantir sua completa saturação, como pode ser observado na Figura 3.25. Como o ensaio é conduzido sob condições drenadas, permitindo que a água nos poros do solo seja expulsa durante o cisalhamento, o preparo da amostra em condições não saturadas seguiu graus de saturação iniciais de 5%, 10% e 65%, de forma que, após o adensamento, esses valores atingissem 2%, 7% e 50%, respectivamente. É importante ressaltar que as umidades foram verificadas em estufa para todos os ensaios. As tensões normais aplicadas foram de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, para cada tipo de areia e condição ensaiada, não realizando a reutilização da amostra.

Figura 3.25 - Ensaio de cisalhamento direto saturado.

Os dados obtidos durante o ensaio são utilizados para calcular os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como a coesão e o ângulo de atrito interno. Esses parâmetros são essenciais para calibração do modelo de resistência proposto. Apesar de algumas limitações, como a imposição de um plano de cisalhamento determinado que pode não representar a orientação natural das fissuras do solo, o ensaio de cisalhamento direto oferece uma forma prática e confiável de obter informações críticas sobre o comportamento mecânico do solo, tendendo a gerar parâmetros mais conservadores do que comparado ao ensaio triaxial (Sadrekarimi, 2014).

3.1.11. METODOLOGIA PARA ESTIMATIVA DA CURVA DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA

A estimativa da curva de resistência ao cisalhamento das areias não saturadas neste estudo visa compreender o comportamento mecânico desses solos sob diferentes condições de umidade. A abordagem metodológica se baseia em uma combinação de ensaios experimentais e modelos teóricos, proporcionando uma análise que integra dados experimentais e formulações teóricas consagradas na literatura para modelos de retenção.

Como mencionado, em solos não saturados, a resistência ao cisalhamento depende não apenas da tensão efetiva, como em solos saturados, mas também da sucção matricial (ou tensão capilar) e do grau de saturação do solo. A inclusão desses parâmetros permite representar, com precisão, o comportamento mecânico de solos parcialmente saturados, nos quais a presença de água intersticial atua como uma força coesiva adicional, aumentando a resistência do solo.

Nesta dissertação, o modelo de resistência proposto por Vanapalli *et al.* (1996) foi modificado para estimar a resistência a partir das funções de retenção de Gardner (1958), van Genunchten (1980) e Cavalcante & Zornberg (2017), seguindo a proposta de Sousa (2024).

A curva de retenção de água é obtida por meio de ensaios como o papel filtro e a mesa de tensão, que permitem determinar a relação entre a sucção e o teor de umidade do solo em várias condições de saturação. Esses dados são utilizados para ajustar o κ em diferentes níveis de umidade, permitindo que o modelo matemático de resistência represente com precisão o comportamento do solo variando com a sucção.

Nesta pesquisa, os modelos matemáticos são usados para retroanalisar os dados de ensaios experimentais de cisalhamento direto em amostras de solo com diferentes teores de umidade e condições de sucção. Os valores de resistência ao cisalhamento obtidos são comparados com as previsões do modelo, ajustando-se os parâmetros conforme necessário para assegurar a correspondência entre os dados experimentais e as estimativas teóricas.

Além disso, ressalta-se que os experimentos foram replicados várias vezes para assegurar a confiabilidade dos resultados e permitir a exclusão de possíveis *outliers*, considerando as variações nos valores de resistência e sucção.

4. CARACTERIZAÇÃO DAS AREIAS

Neste capítulo serão apresentados os resultados da caracterização física, hidráulica e mecânica das areias utilizadas nos experimentos. São analisados parâmetros como a granulometria, densidade dos grãos, umidade residual, índice de vazios, permeabilidade do solo, curva de retenção e cisalhamento direto.

4.1. GRANULOMETRIA

A análise granulométrica das amostras foi realizada para determinar a distribuição dos tamanhos das partículas. Essa classificação permite compreender a influência do tamanho dos grãos no comportamento dos solos em termos de resistência ao cisalhamento e capacidade de retenção de água. A Figura 4.1 ilustra a distribuição das granulometrias da amostra de areia grossa.

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados do ensaio de peneiramento para as amostras de areia.

Figura 4.1 - Distribuição das frações granulométricas da amostra de areia grossa.

Observa-se que, a amostra de areia fina é composta predominantemente por partículas de areia fina, resultando em um solo com características consideradas mais homogêneas e com uma distribuição mais uniforme (mal graduada). Em contraste, as amostras de areia média e grossa, apesar da separação dos diâmetros especificados na Tabela 3.1, há uma presença de pequenas porcentagens de outros tamanhos de grãos. Isso indica que esses materiais apresentam uma distribuição granulométrica mais variada em comparação com a areia fina.

Tabela 4.1 - Resultados da análise granulométrica da porcentagem retida nas peneiras.

Diâmetro (mm)	Peneira nº	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
2.0	**#10**	0,00%	0,00%	0,00%
1.2	**#16**	0,00%	0,08%	26,15%
0.6	**#30**	0,00%	25,91%	52,83%
0.42	**#40**	0,00%	50,62%	14,82%
0.25	**#60**	0,00%	21,58%	3,84%
0.15	**#100**	84,55%	1,26%	1,49%
0.075	**#200**	11,80%	0,08%	0,46%
<0.075	**-**	3,65%	0,47%	0,42%

Além dos dados de distribuição granulométrica, foram obtidos os diâmetros característicos (D10, D30 e D60), que permitem o cálculo de parâmetros como o coeficiente de uniformidade (Cu) e o coeficiente de curvatura (Cc), conforme apresentado na Tabela 4.2. Esses parâmetros auxiliam na avaliação dos parâmetros das propriedades de compactação e estabilidade do solo, uma vez que refletem a variação de tamanhos de partículas presentes nas amostras.

Tabela 4.2 - Diâmetros característicos e cálculos dos coeficientes de uniformidade (Cu) e curvatura (Cc) para as amostras.

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
D10 (mm)	0,14	0,31	0,46
D30 (mm)	0,17	0,44	0,67
D60 (mm)	0,20	0,54	1,00
Cu	1,42	1,78	2,18
Cc	1,07	1,17	0,99

Conforme apresentado na Tabela 4.2, os valores dos coeficientes de uniformidade (Cu) e de curvatura (Cc) variam entre as amostras de areia fina, média e grossa. A areia fina apresenta um Cu de 1,42 e um Cc de 1,07, indicando uma distribuição relativamente uniforme das partículas. A areia média possui um Cu de 1,78 e um Cc de 1,17,

demonstrando uma leve variação dos tamanhos das partículas em relação à areia fina. Já a areia grossa apresenta um Cu de 2,18 e um Cc de 0,99, evidencia que ela é mais bem graduada que as outras amostras.

Conforme estabelecido pela norma ASTM D2487-17e1 (ASTM, 2020), as areias podem ser classificadas como mal graduadas quando apresentam uma distribuição granulométrica restrita, ou seja, quando não possuem uma variedade de tamanhos de partículas. Essas areias mal graduadas, representadas pela sigla SP (*poorly graded sand*), caracterizam solos com baixa diversidade granulométrica, que pode resultar em menor estabilidade estrutural e em uma capacidade de compactação reduzida em comparação às areias bem graduadas.

A Figura 4.2 ilustra o gráfico de distribuição granulométrica das amostras, mostrando a porcentagem acumulada de retenção nas peneiras em função do diâmetro das partículas. Esse gráfico oferece uma comparação visual entre as diferentes amostras de areia, complementando os dados apresentados nas tabelas.

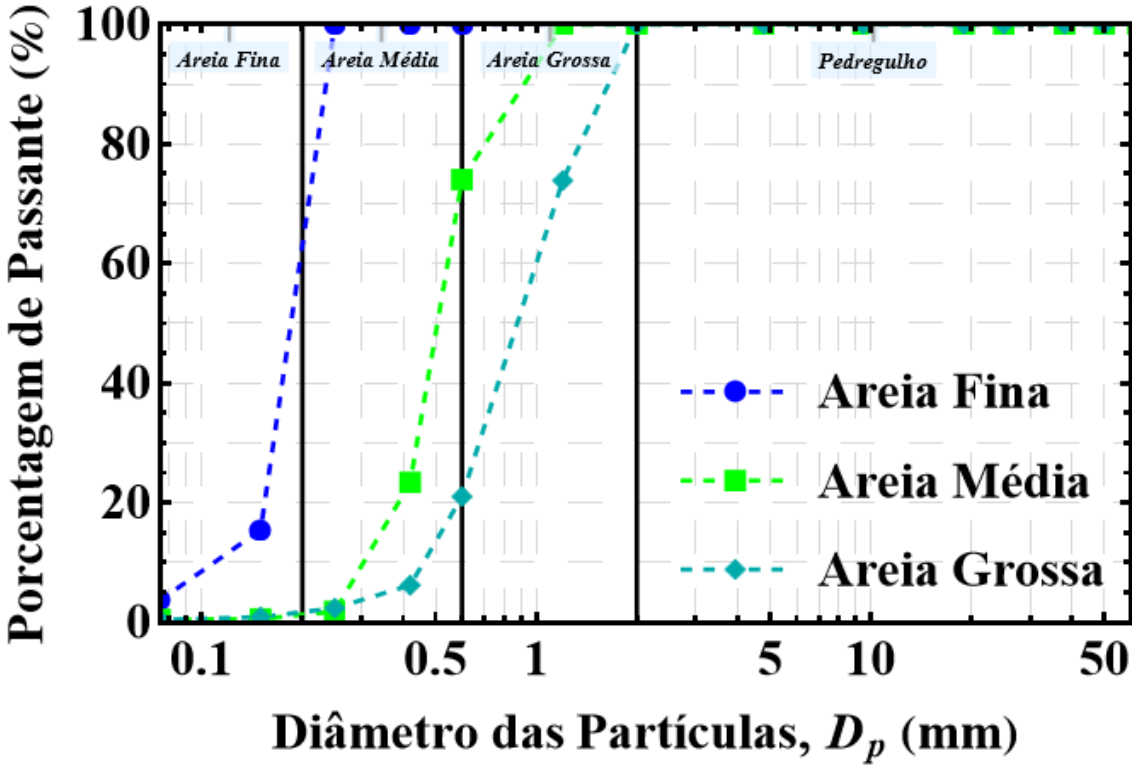

Figura 4.2 - Gráfico de distribuição granulométrica das amostras de areia.

A granulometria influencia diretamente a capacidade do solo de resistir ao cisalhamento e de acomodar partículas sob tensões normais aplicadas. Assim, a análise granulométrica realizada neste tópico compreende as interações entre as partículas de solo em condições de cisalhamento, preparando o terreno para a discussão dos parâmetros de densidade, retenção de água e resistência que serão abordados nas próximas seções.

4.2. UMIDADE RESIDUAL E MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

A determinação da umidade residual e da massa específica dos grãos auxiliam na caracterização das propriedades físicas das areias estudadas. Esses parâmetros influenciam diretamente o comportamento mecânico do solo, especialmente em condições de não saturação, onde o teor de umidade afeta a resistência ao cisalhamento e a capacidade de retenção de água. A umidade residual refere-se ao teor de umidade mínimo abaixo do qual o solo retém pouca ou nenhuma água disponível para trocas retida nos microporos, enquanto a massa específica dos grãos reflete a densidade das partículas sólidas que compõem o solo.

4.2.1. UMIDADE RESIDUAL – UMIDADE HIGROSCÓPICA

Os resultados da umidade residual para cada areia estudada estão apresentada na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Umidade residual do solo.

Amostra	Umidade Gravimétrica Residual (%)	Umidade Volumétrica Residual (%)	Grau de Saturação Residual (%)
Areia Fina	0,197	0,312	0,757
Areia Média	0,099	0,157	0,380
Areia Grossa	0,129	0,202	0,490

Esses valores de umidade residual indicam a quantidade mínima de água que as partículas de solo conseguem reter após a secagem completa. Observa-se que a areia fina possui uma umidade residual ligeiramente maior em comparação com as outras, o que pode ser atribuído à maior presença de microporos em solos de granulação mais fina. Em

contraste, as areias média e grossa retêm uma quantidade menor de água, característica de solos com partículas maiores e menor área de superfície.

Solos com baixa umidade residual, como observado nas areias média e grossa, tendem a apresentar menor coesão aparente em condições secas, o que impacta diretamente na sua resistência. A areia fina, com uma capacidade ligeiramente maior de retenção de água, pode proporcionar alguma coesão adicional, mas, de modo geral, as areias estudadas possuem baixa retenção de água, com grau de saturação inferior a 1%, característica que deve ser considerada ao estudar/modelar estruturas com solos em condições variáveis de umidade.

4.2.2. MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

A massa específica dos grãos foi determinada utilizando o método estabelecido pela NBR ISO 12154 (ABNT, 2022b), método do picnômetro de gás hélio, conforme procedimento apresentado no item 3.1.5. Os valores obtidos para a massa específica dos grãos de cada areia são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Massa específica dos grãos.

Amostra	Massa Específica dos Grãos (g/cm³)
Areia Fina	2,69
Areia Média	2,68
Areia Grossa	2,65

Os resultados indicam que as frações de areia fina, média e grossa possuem massa específica dos grãos variando entre 2,65 e 2,69 g/cm³, valores que são característicos de areias com composição mineralógica, predominantemente de quartzo (Das, 2007).

4.3. ANÁLISE MINERALÓGICA

4.3.1. DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX)

Os padrões de difração foram obtidos no intervalo de 2θ entre 10° e 90°, com incrementos de 0,02°, e analisados utilizando-se o *software X'Pert HighScore Plus* para

comparação com bancos de dados ICDD PDF-2 (*International Centre for Diffraction Data Powder Diffraction File*) de minerais conhecidos.

Conforme observado na Figura 4.3 e na Figura 4.4, os picos de maior intensidade indicam uma predominância de quartzo, mineral característico de areias. Além do quartzo, foram identificados picos menores que podem sugerir a presença de outros minerais em menores concentrações, tais como feldspatos.

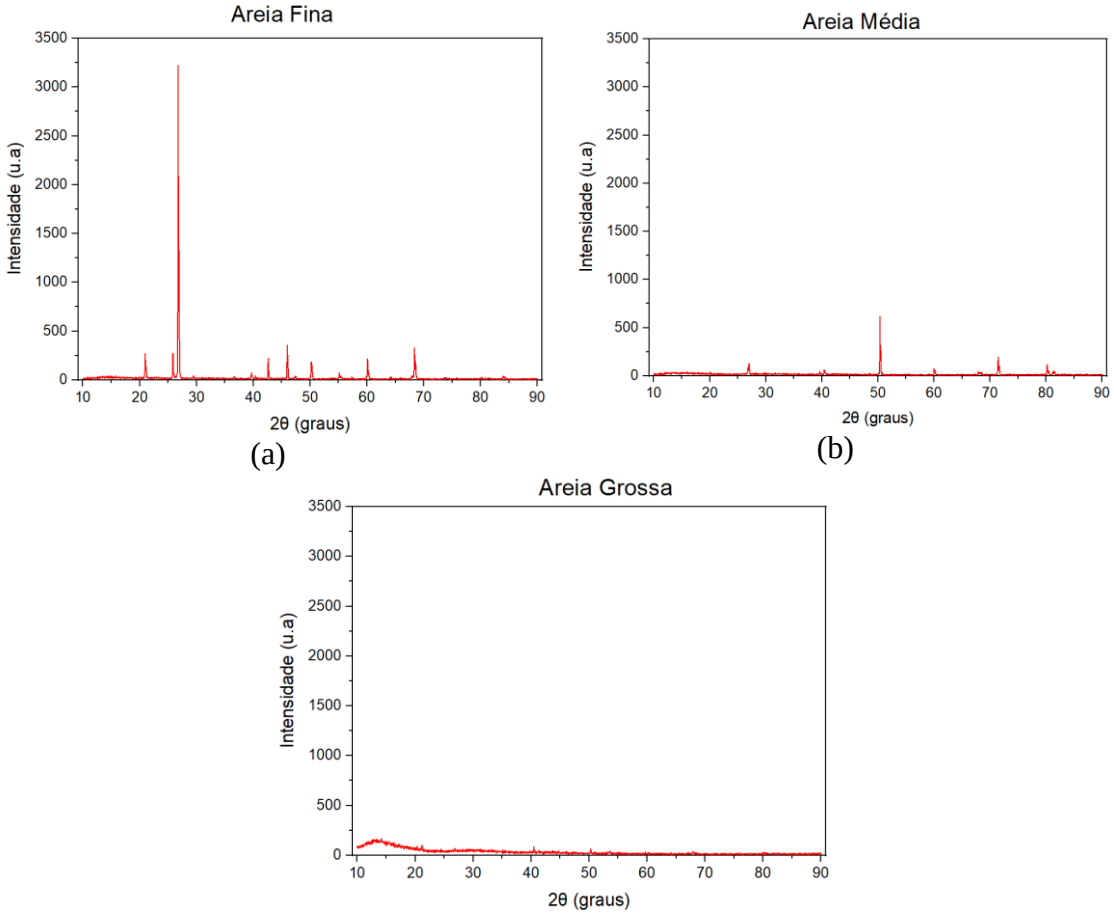

Figura 4.3 - Difração de Raios X para cada areia.

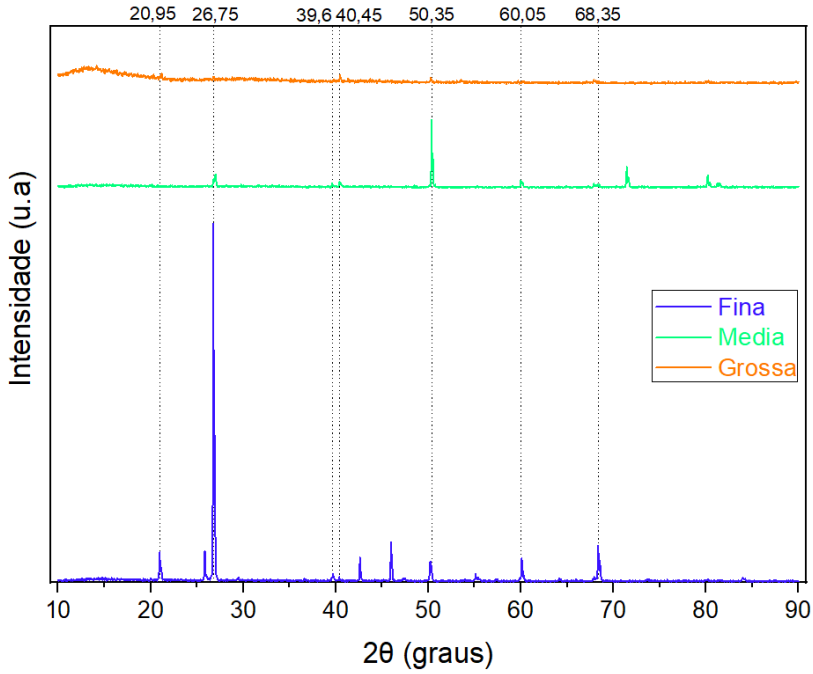

Figura 4.4 - Comparativo entre os resultados de DRX das amostras.

Observa-se que os picos mais acentuados estão situados em posições específicas de 2θ, especialmente em torno dos ângulos de 26°, 50° e 69°. Esses picos representam os planos cristalinos mais intensamente difratados e indicam a presença de minerais com estrutura bem ordenada. O pico em torno de 26° é particularmente significativo, sendo comumente associado ao quartzo (SiO^2). Os picos em 50° e 69° também indicam reflexões características, que podem corresponder a outros minerais comuns em areias, como feldspatos.

A intensidade dos picos é relativamente baixa, exceto pelo pico principal, o que sugere que a amostra é majoritariamente composta de quartzo, com pequenas ou mínimas quantidades de outros minerais.

4.3.2. ESTEREOMICROSCOPIA

A análise estereomicroscópica das amostras de areia permite observações detalhadas sobre a morfologia, composição e origem das partículas, contribuindo para a caracterização do material com base na literatura. A Figura 4.5 a Figura 4.7 apresenta-se as imagens obtidas através da análise das amostras das areias.

Figura 4.5 - Estereomicroscopia da areia fina.

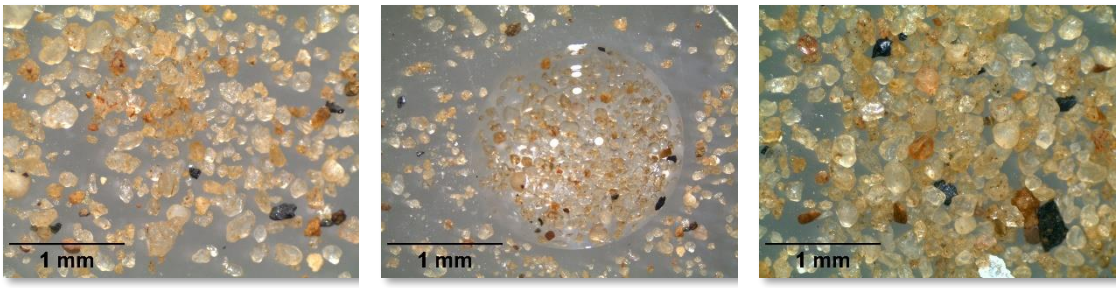

Figura 4.6 - Estereomicroscopia da areia média.

Figura 4.7 - Estereomicroscopia da areia grossa.

De acordo com Poppe *et al.* (2000), a observação de grãos de quartzo subarredondados a subangulares, como evidenciado nas amostras, sugere um grau intermediário de abrasão, típico de sedimentos que passaram por transporte moderado ou retrabalhamento. A presença predominante de grãos translúcidos com brilho vítreo, característica comum do quartzo, confirma a composição mineralógica primária da amostra, um aspecto destacado em estudos sobre composições de areias (Krumbein & Sloss, 1951). As partículas escuras observadas, muitas vezes identificadas como minerais pesados, também foram relatadas em análises similares de areias de origem sedimentar (Folk, 1980). Esses minerais acessórios, apesar de presentes em menor quantidade, são indicadores importantes da proveniência do sedimento, especialmente em depósitos com histórico geológico diversificado.

4.4. ÍNDICES DE VAZIOS

A determinação dos índices de vazios máximos e mínimos seguiu as diretrizes das normas NBR 16840 (ABNT, 2021b) e NBR 16843 (ABNT, 2020), como descrito no item 3.1.6.

O índice de vazios máximo (e_{max}) reflete o estado mais solto do solo, enquanto o índice de vazios mínimo (e_{min}) representa o estado mais denso. O índice de vazios máximo (e_{max}) é determinado pela relação entre o volume de vazios e o volume de sólidos, considerando a densidade seca mínima e a massa específica dos grãos. Já o índice de vazios mínimo é obtido pela equação que relaciona o volume de vazios ao volume de sólidos, utilizando a densidade seca máxima e a massa específica dos grãos, que deve ser determinada conforme as normas pertinentes, como a NBR ISO 12154 (ABNT, 2022b). A Tabela 4.5 apresenta os valores obtidos para os índices de vazios das frações de areia fina, média e grossa.

Tabela 4.5 - Índice de vazios das frações de solo.

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
$e_{máx}$	0,83	0,82	0,77
e_{min}	0,66	0,64	0,56
$e_{médio}$	0,74	0,73	0,67
$e_{adotado}$*	0,72	0,72	0,72

*Esse índice de vazios foi adotado para a moldagem dos corpos de prova ensaiados nesta pesquisa.

A Tabela 4.5 mostra que a fração de areia fina apresenta o maior índice de vazios máximo (0,83), enquanto a fração de areia grossa possui o menor índice de vazios mínimo (0,56). Isto está relacionado com o fato da areia grossa ser mais bem graduada que a amostra de areia fina empregada nesta pesquisa, conforme foi discutido no item 4.1. Essas diferenças indicam uma variabilidade no potencial de compactação das frações de solo, com a areia fina formando uma estrutura mais aberta em condições soltas, e a areia grossa alcançando uma estrutura mais compacta sob maior densidade. Os valores de e_{max} e e_{min} aqui apresentados estão em consonância com os valores característicos e_{max} e e_{min} para areias apresentadas por Fernandes (2016) que é de 0,95 a 0,20.

Para representar uma condição de densidade média nas análises subsequentes, foi adotado um valor de índice de vazios de 0,72 ± 0,05, permitindo comparações mais uniformes entre as areias.

Além disso, os valores de compacidade relativa (CR) e a classificação das frações de areia conforme a NBR 6502 (ABNT, 2022a) estão apresentados na Tabela 4.6, o que complementa a caracterização das condições de compactação das diferentes areias.

Tabela 4.6 - Compacidade relativa e classificação das frações de solo.

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Compacidade Relativa (CR)	75,06 %	67,00 %	34,33 %
Classificação	Compacta	Compacta	Medianamente Compacta

A Tabela 4.6 evidencia que as frações de areia fina e média são classificadas como compactas, indicando uma maior densidade relativa em comparação à fração de areia grossa, que é classificada como medianamente compacta.

4.5. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro que descreve a capacidade do solo de permitir o fluxo de água através de sua estrutura de poros. No caso das areias, a permeabilidade é fortemente influenciada pela granulometria e pelo índice de vazios, que variam de acordo com a fração de areia (fina, média ou grossa) analisada. Os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade nas diferentes frações de solo estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Coeficiente de permeabilidade das frações de solo.

Amostra	Coeficiente de Permeabilidade, k (cm/s)	Desvio Padrão
Areia Fina	$2{,}62 \times 10^{-3}$	0,00002%
Areia Média	$2{,}12 \times 10^{-2}$	0,00038%
Areia Grossa	$2{,}30 \times 10^{-1}$	0,02419%

Os resultados indicam uma variação significativa na permeabilidade entre as frações de solo, quando observados os valores das ordens de grandeza. A areia grossa apresentou o maior coeficiente de permeabilidade, com um valor de $k = 2{,}30 \times 10^{-1} cm/s$, característico de solos com partículas maiores e estrutura mais aberta. A areia média possui um coeficiente intermediário, de $k = 2{,}12 \times 10^{-2} cm/s$, enquanto a areia fina apresenta o menor valor, $k = 2{,}62 \times 10^{-3} cm/s$, refletindo uma menor facilidade de fluxo devido à estrutura mais densa e à presença de microporos do que comparado as outras duas areias.

Os valores de k obtidos podem ser comparados com valores apresentados na Literatura para areias descritas na Tabela 4.8. Nota-se que os valores k estão dentro dos valores esperados para areias.

Tabela 4.8 - Valores característicos de k_s (cm/s) de solos (modificado – Sousa, 2024).

Solo	**Delleur (1999)**	**Fetter (2001)**	**Fernandes (2006)**	**Pinto (2006)**	**Ortigão (2007)**
Pedregulho	$10^{-2} – 10^{2}$	$10^{-2} – 10^{0}$	$> 10^{0}$	-	10^{-1}
Areia	$10^{-4} – 10^{0}$	$10^{-6} – 10^{-1}$	$10^{-3} – 10^{-1}$	$10^{-1} – 10^{-5}$	$10^{-2} – 10^{-5}$
Silte	$10^{-7} – 10^{-3}$	$10^{-6} – 10^{-4}$	$10^{-6} – 10^{-4}$	$10^{-4} – 10^{-7}$	$10^{-3} – 10^{-5}$
Argila	$10^{-10} – 10^{-7}$	$10^{-9} – 10^{-6}$	$10^{-8} – 10^{-6}$	$< 10^{-7}$	$10^{-5} – 10^{-7}$

Esses valores de permeabilidade fornecem um panorama das características de fluxo de água nas areias estudadas, permitindo uma compreensão inicial de como cada amostra responde ao escoamento. A análise detalhada das implicações desses resultados para aplicações geotécnicas será abordada no capítulo 5, onde será discutida a relação entre a permeabilidade e outros parâmetros do solo, como índice de vazios e resistência ao cisalhamento.

5. OBTENÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA EM FUNÇÃO DA COMPACIDADE DA AREIA

Este capítulo apresenta os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto e de sucção realizados nas amostras de areias estudadas. Os dados experimentais são comparados com os modelos analíticos presentes na literatura, permitindo uma avaliação detalhada do comportamento mecânico do solo em condições de não saturação. Além disso, é realizada uma análise crítica da metodologia empregada, verificando sua validade e adequação para o estudo das propriedades geotécnicas desses solos.

5.1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE SUCÇÃO

Conforme mencionado por Sousa (2024), o tipo de ensaio utilizado para obter os dados da Retenção de Água pode impactar significativamente na curva resultante. Para ilustrar essa afirmação, a Figura 5.1(a) apresenta uma comparação entre os pontos de retenção obtidos pelo ensaio de Câmara de Richards e pelo ensaio com Psicrômetro em um Neossolo estudado por Davalo (2013). Divergências semelhantes foram observadas por Collares *et al.* (2022) em um Argissolo, conforme ilustrado na Figura 5.1(b). Assim, espera-se que diferentes ensaios, possam gerar diferentes curvas de retenção como será mostrado nesta seção do trabalho.

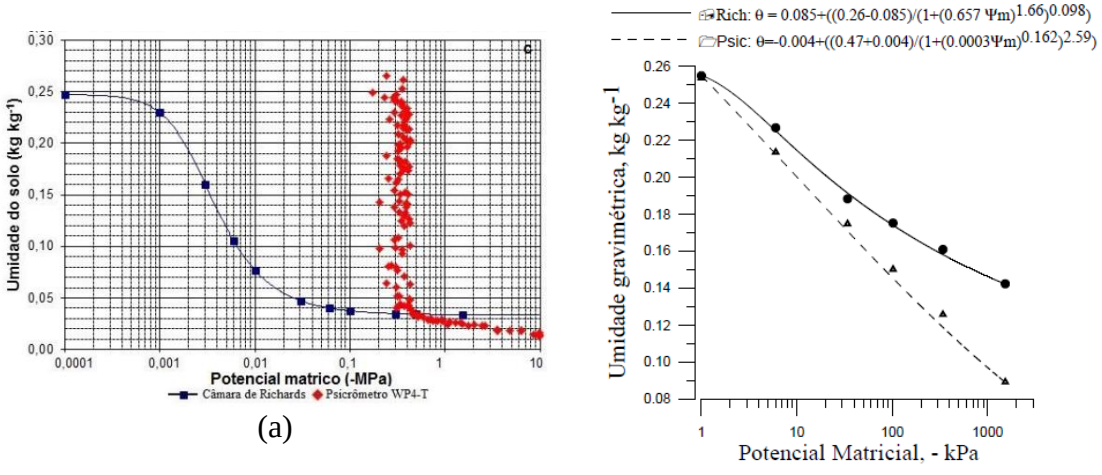

Figura 5.1 - Influência do tipo de ensaio na obtenção da curva de retenção de água de solos.

Os dados obtidos nos ensaios para a amostra de areia fina, média e grossa, respectivamente, podem ser verificados no apêndice A – RESULTADOS DOS ENSAIOS. Na Figura 5.2 a Figura 5.4 apresenta-se uma comparação entre os pontos obtidos por meio dos ensaios de sucção, permitindo uma análise detalhada das diferenças nos valores de retenção de água nas areias observados para cada método. Por sua vez, a Figura 5.5 mostra a comparação entre os pontos obtidos para as três amostras de solo (areias fina, média e grossa).

Observa-se que a dispersão entre os resultados dos ensaios de retenção tende a diminuir conforme ocorre a redução na granulometria da areia avaliada. A maior diferença entre as curvas foi encontrada para a areia grossa, enquanto para a Areia Fina os dois tipos de ensaio forneceram resultados bastante semelhantes. Essa diferença pode estar relacionada ao fato de que cada ensaio captura aspectos distintos da estrutura do solo, devido ao intervalo de pressão que cada método consegue impor (ver Tabela 2.4).

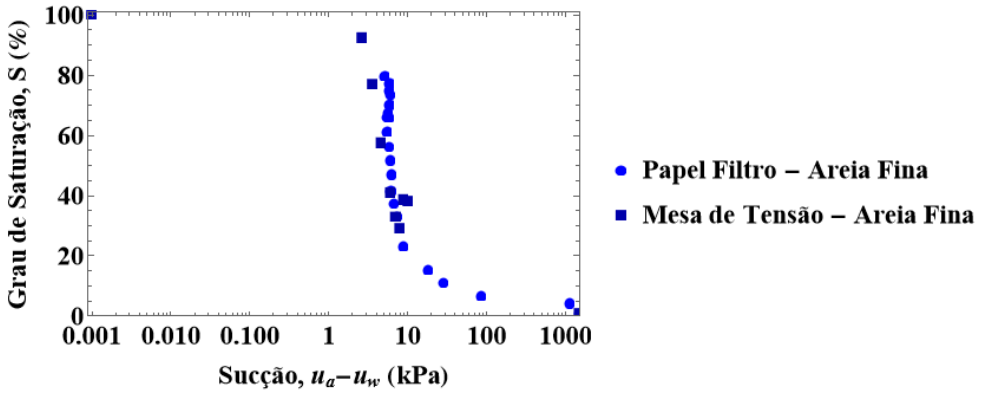

Figura 5.2 - Ensaio de retenção na amostra de areia fina.

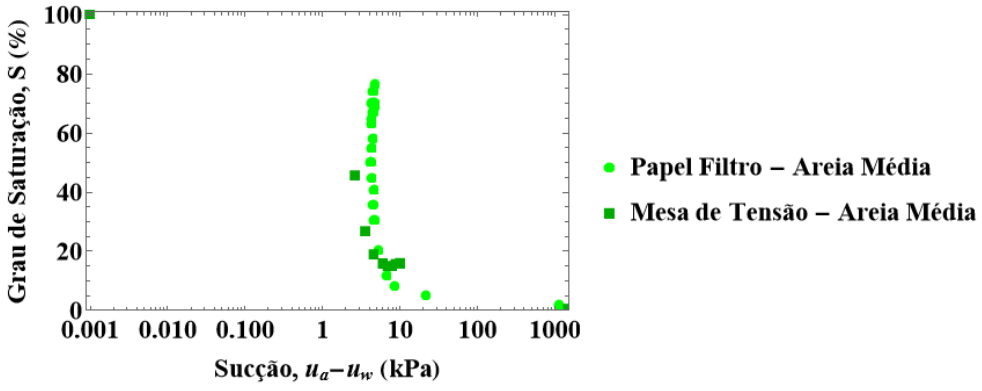

Figura 5.3 - Ensaio de retenção na amostra de areia média.

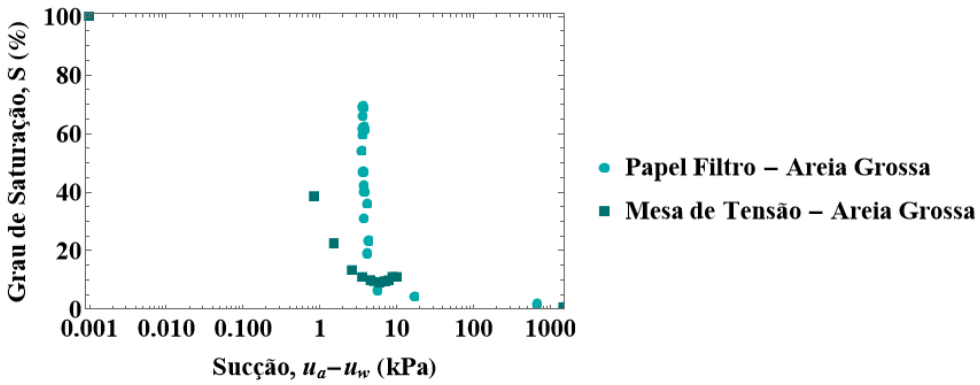

Figura 5.4 - Ensaio de retenção na amostra de areia grossa.

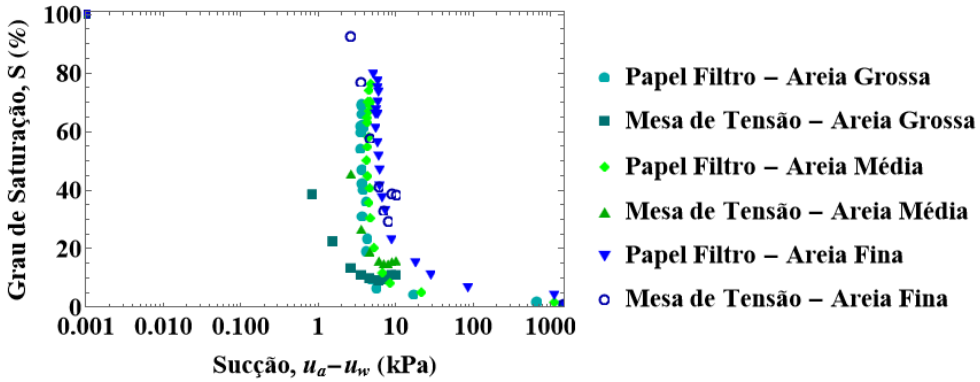

Figura 5.5 - Comparação entre os Ensaios de retenção.

Em solos com partículas maiores, como a areia grossa, que possui uma maior capacidade de drenagem e poros de maior dimensão, a diferença entre as pressões medidas pelos dois métodos tende a ser mais evidente, principalmente devido à perda de umidade ao longo do tempo e à deslocamento de partículas do solo na presença de água.

Complementando essa análise, a Figura 5.5 demonstra que, quanto menor o diâmetro dos grãos, maior é a capacidade de retenção de água do material. Assim, a areia fina retém mais água do que as areias média e grossa, o que significa que é necessária uma menor quantidade de energia para remover a água presente nos vazios da areia grossa em comparação à areia fina. Para todas as amostras de areia avaliadas, o valor de entrada de ar nos poros é inferior a 10 kPa, indicando que a pressão necessária para esvaziar esses poros é relativamente baixa, especialmente nos solos de granulometria mais grossa.

Os valores de entrada de ar obtidos neste estudo estão em concordância com os apresentados por Aubertin *et al.* (1998), que sugerem que o valor de entrada de ar nos poros de areias varia entre 0,20 kPa e 7,00 kPa. Além disso, um valor semelhante foi

encontrado no banco de dados de areias compiladas por Sousa (2024), onde foram observados valores de sucção de entrada de ar entre 1 e 20 kPa. Essas comparações reforçam a validade dos resultados obtidos e indicam uma consistência com a literatura existente, sugerindo que os valores de entrada de ar determinados para as amostras estudadas estão dentro da faixa esperada para areias.

5.1.1. VALIDAÇÃO DOS DADOS DA CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA

Para validar as medidas de retenção obtidas pelas metodologias mencionadas anteriormente, os resultados deste estudo foram comparados com o banco de dados de Curva de Retenção de areias apresentadas por Sousa (2024). Essa comparação, ilustrada na Figura 5.6 a Figura 5.8, permite avaliar a consistência dos dados de retenção de água obtidos em relação a um conjunto de dados de referência, reforçando a confiabilidade das metodologias aplicadas nesta pesquisa.

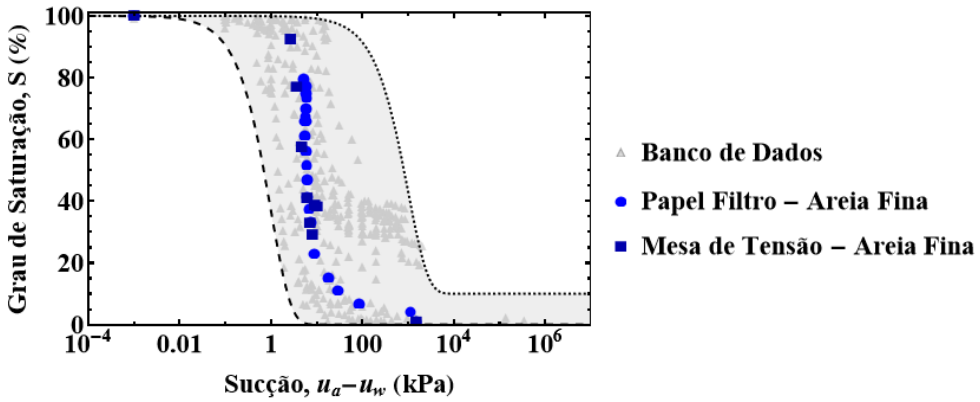

Figura 5.6 - Comparação entre os dados de retenção de areia fina com o banco de dados de Sousa (2024).

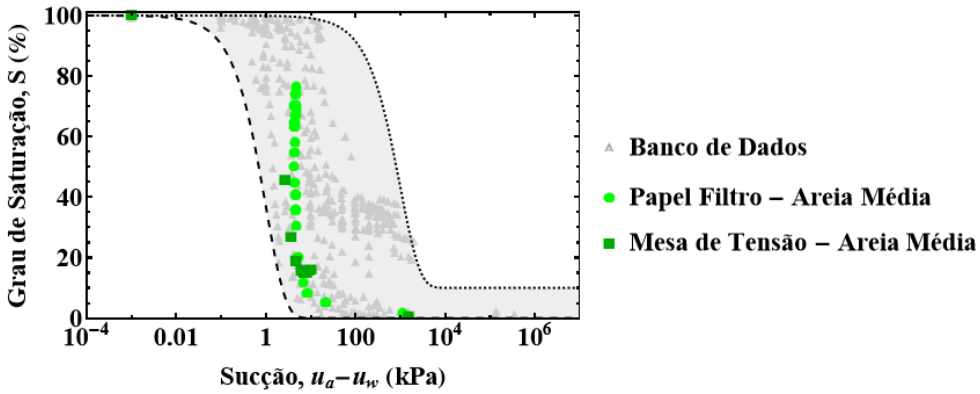

Figura 5.7 - Comparação entre os dados de retenção de areia média com o banco de dados de Sousa (2024).

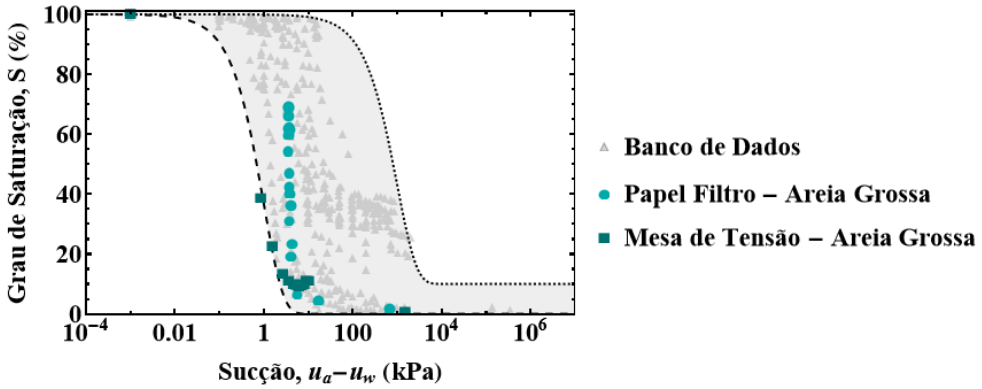

Figura 5.8 - Comparação entre os dados de retenção de areia grossa com o banco de dados de Sousa (2024).

Observa-se que os resultados obtidos nesta pesquisa estão em consonância com os pontos de retenção apresentados na literatura para outros 25 areias catalogadas por Sousa (2024).

5.1.2. AJUSTE DOS DADOS EXPERIMENTAIS A MODELOS MATEMÁTICOS

Para obter a função de retenção da água de um solo, é fundamental ajustar os dados experimentais a modelos matemáticos que representem o comportamento hidráulico observado. Sendo assim, foram selecionados três modelos de retenção de água para solos unimodais amplamente citados na literatura: Gardner (1958), van Genuchten (1980) e Cavalcante & Zornberg (2017).

Esses modelos foram selecionados devido à sua capacidade de descrever as relações entre sucção e teor de umidade, que são fundamentais para entender as propriedades de retenção de água das areias analisadas. Cada um desses modelos possui parâmetros específicos que, quando ajustados aos dados experimentais, permitem uma representação precisa das características de retenção de água, contribuindo para uma análise detalhada e comparativa das areias estudadas, além de definir uma função de sucção contínua para diferentes valores de umidade.

5.1.3. GARDNER (1958)

Os resultados dos ajustes nas areias para o modelo de retenção de água de Gardner são apresentados na Figura 5.9, na Figura 5.10 e na Figura 5.11, enquanto a Figura 5.12 apresenta uma comparação dos ajustes de retenção de água para os três tipos de areia (fina, média e grossa). Além disso, a Tabela 5.1 resume os parâmetros ajustados, proporcionando uma visão clara dos valores específicos que melhor representam o comportamento de retenção de água para cada modelo.

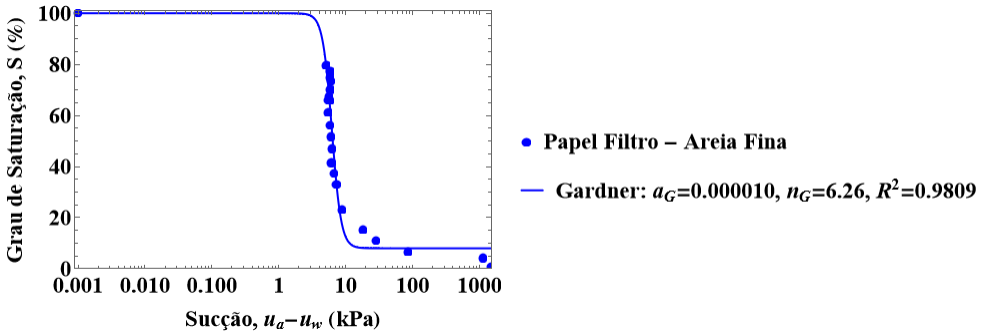

Figura 5.9 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de Gardner (1958).

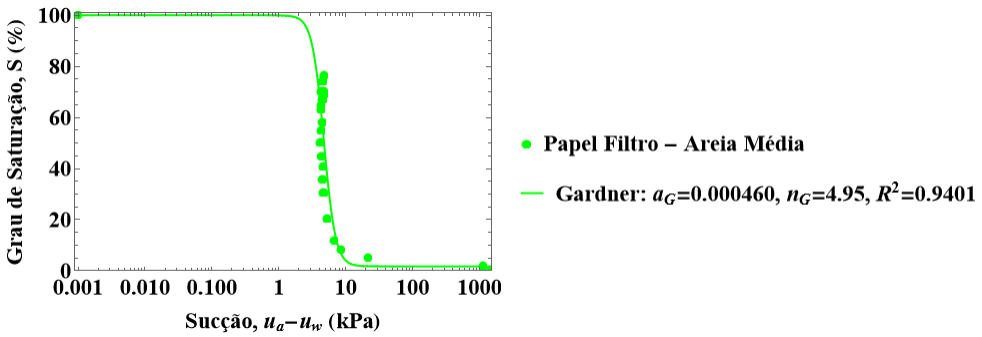

Figura 5.10 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de Gardner (1958).

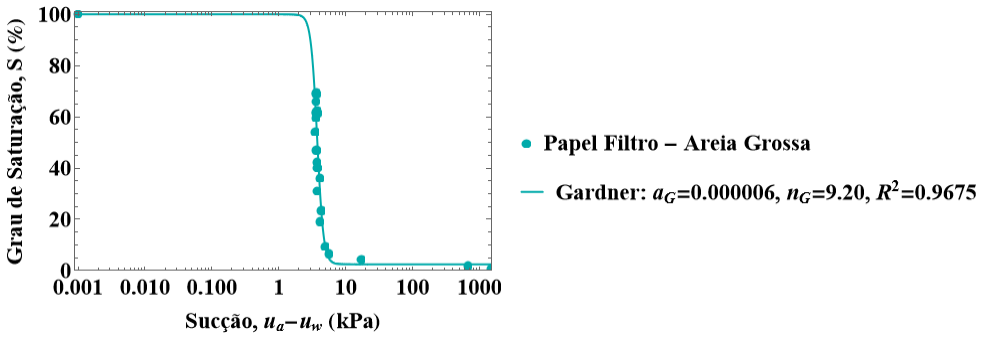

Figura 5.11 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de Gardner (1958).

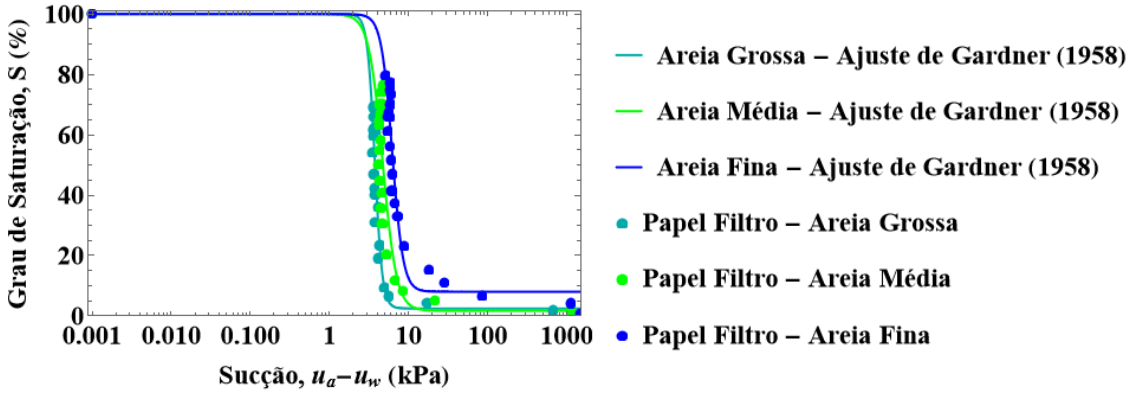

Figura 5.12 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de Gardner (1958).

Tabela 5.1 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de Gardner (1958).

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
S_r (%)	7,99	1,69	2,42
a_G	0,000010	0,00046	0,000005
n_G	6,26	4,95	9,20
R^2	0,9809	0,9401	0,9675

Os resultados apresentados na Tabela 5.1 indicam que o modelo de Gardner (1958) ajustou-se muito bem ao comportamento das três amostras de areia estudadas nesta pesquisa, R^2 superiores a 0,90. Na Tabela 5.2 é apresentada uma comparação entre o Grau de Saturação obtido pelo ajuste e o residual para cada tipo de areia.

Tabela 5.2 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de Gardner (1958).

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Grau de Saturação - Gardner (%)	7,99	1,69	2,42
Grau de Saturação Residual (%)	0,76	0,38	0,49

Na Tabela 5.2 observou-se que o grau de saturação ajustado pelo modelo foi consistentemente superior ao grau de saturação residual em todas as amostras, sendo essa diferença mais pronunciada na areia fina e menos significativa na areia grossa. Esse comportamento reflete a influência da granulometria: solos com partículas finas tendem

a reter mais água inicialmente, mas perdem-na rapidamente sob sucção, enquanto solos com partículas maiores têm menor capacidade de retenção e, portanto, um grau de saturação ajustado mais próximo do residual.

5.1.4. VAN GENUCHTEN (1980)

Os ajustes realizados para a areia fina com o modelo de retenção de água de van Genuchten (1980) estão ilustrados na Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15. Já a Figura 5.16 exibe uma comparação dos ajustes de retenção de água para os três tipos de areia (fina, média e grossa). Adicionalmente, a Tabela 5.3 apresenta um resumo dos parâmetros ajustados para cada amostra de areia, proporcionando uma visão detalhada das características de retenção de água específicas de cada tipo.

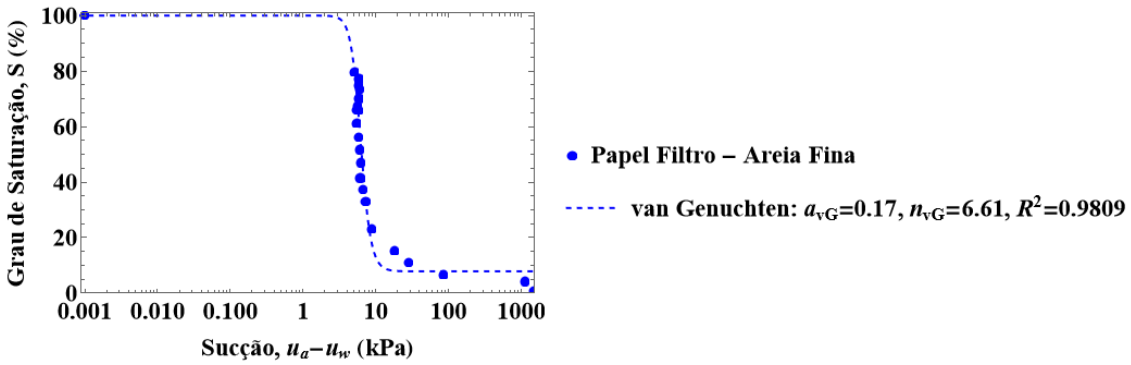

Figura 5.13 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de van Genuchten (1980).

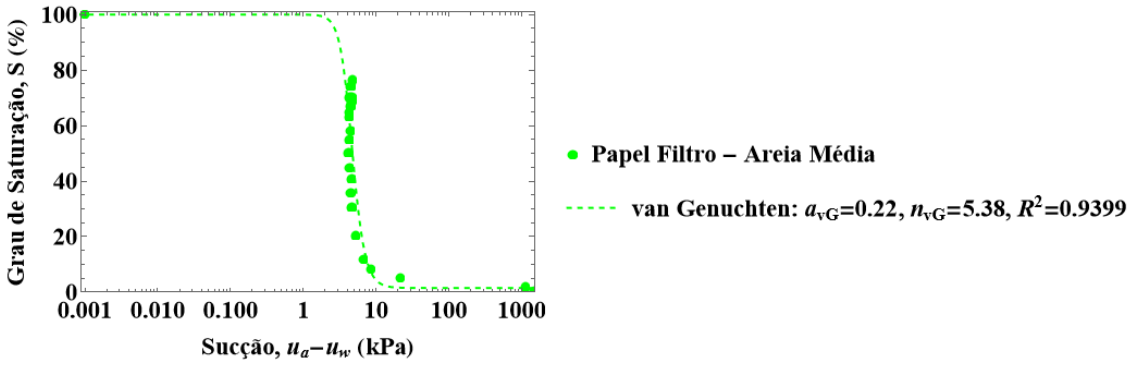

Figura 5.14 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de van Genuchten (1980).

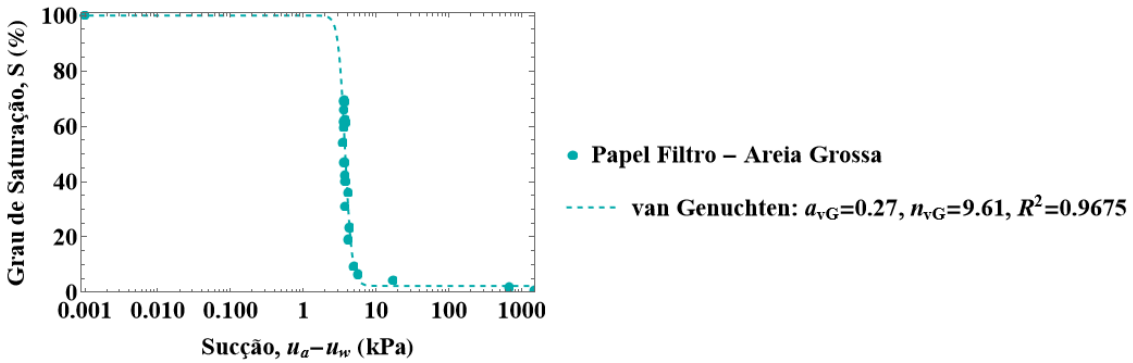

Figura 5.15 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de van Genuchten (1980).

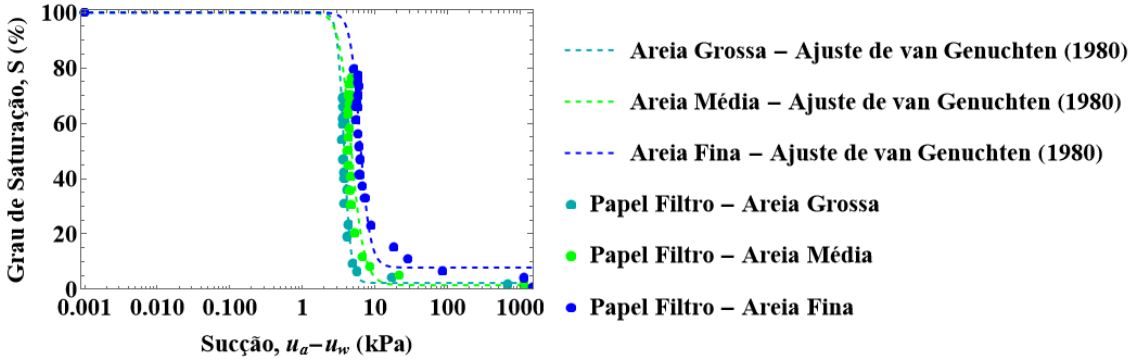

Figura 5.16 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de van Genuchten (1980).

Tabela 5.3 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de van Genuchten (1980).

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
S_r (%)	7,86	1,50	2,31
α_{vG}	0,17	0,22	0,27
n_{vG}	6,61	5,38	9,61
R^2	0,9809	0,9399	0,9675

Os dados da Tabela 5.3 mostram que o modelo de van Genuchten (1980) conseguiu representar com boa precisão o comportamento das três amostras de areia analisadas nesta pesquisa, alcançando R^2 acima de 0,90. Além disso, a Tabela 5.4 apresenta uma comparação entre o grau de saturação obtido pelo ajuste e o grau de saturação residual para cada amostra de areia.

Tabela 5.4 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de van Genuchten (1980).

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Grau de Saturação – van Genuchten (%)	7,86	1,50	2,31
Grau de Saturação Residual (%)	0,76	0,38	0,49

Na Tabela 5.4, observa-se que o grau de saturação ajustado pelo modelo foi consistentemente superior ao grau de saturação residual em todas as amostras, com uma diferença mais acentuada na areia fina e menos significativa na areia grossa. Esse comportamento é similar ao observado anteriormente com o modelo de Gardner (1958), destacando a influência da granulometria: solos com partículas finas tendem a reter uma maior quantidade de água inicialmente, mas perdem-na rapidamente sob sucção. Em contraste, solos com partículas maiores possuem menor capacidade de retenção de água, resultando em um grau de saturação ajustado mais próximo do valor residual.

5.1.5. CAVALCANTE & ZORNBERG (2017)

Para o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017), os ajustes para as areias estão apresentados na Figura 5.17 a Figura 5.19. Já na Figura 5.20 mostra uma comparação dos ajustes de retenção para os três tipos de areia (fina, média e grossa), destacando as diferenças nos parâmetros de retenção hídrica conforme a granulometria. A Tabela 5.5 fornece um resumo dos parâmetros ajustados para cada tipo de areia.

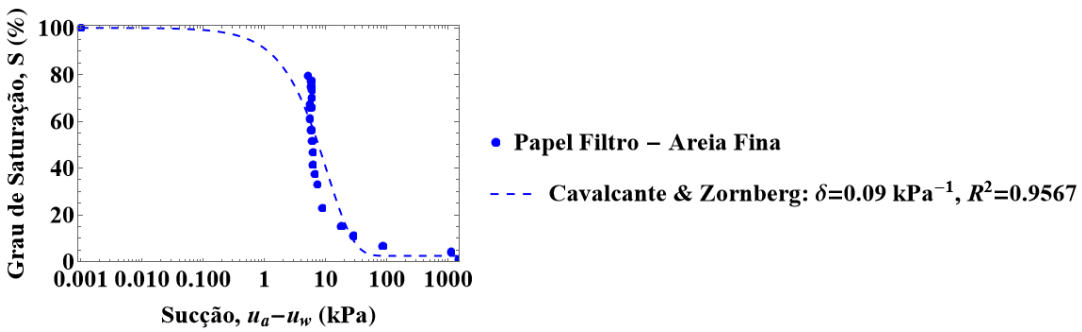

Figura 5.17 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia fina - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

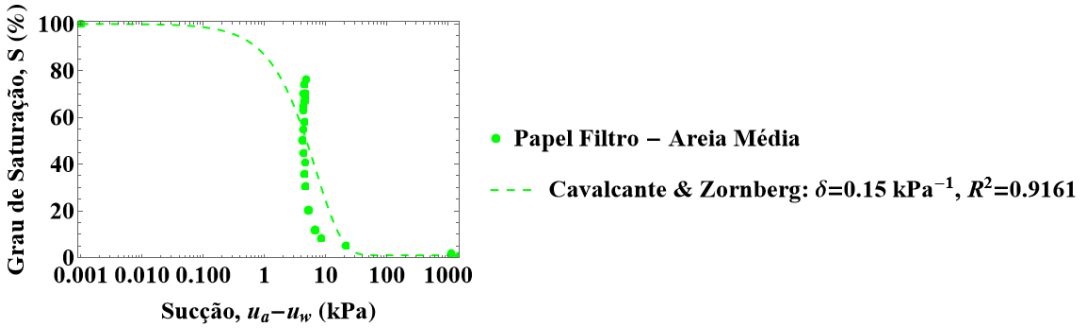

Figura 5.18 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia média - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

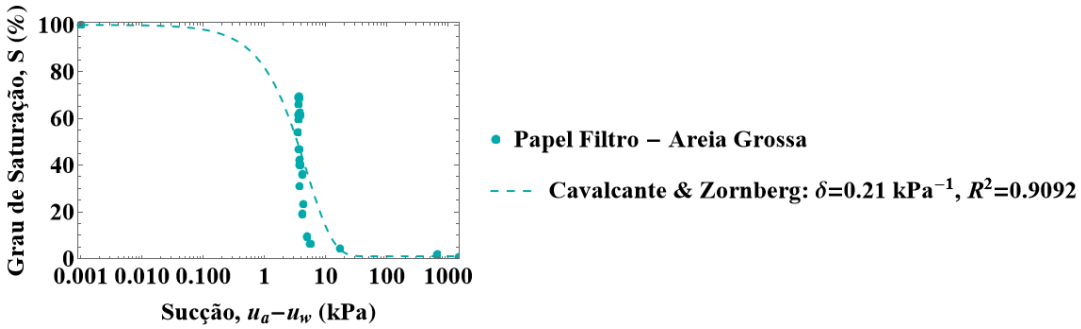

Figura 5.19 - Ajuste da curva de retenção de água para a areia grossa - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

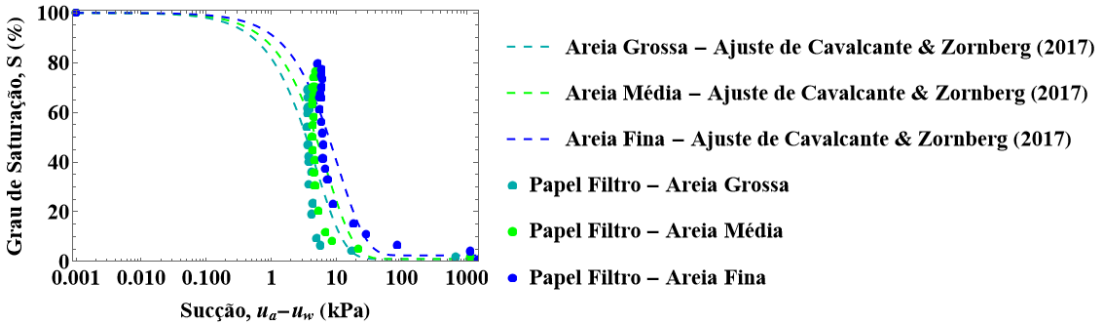

Figura 5.20 - Ajuste da curva de retenção de água - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

Tabela 5.5 - Parâmetros do ajuste da Curva de Retenção de Água - Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

Parâmetro	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
S_r (%)	2,45	1,00	1,00
δ (kPa^{-1})	0,09	0,15	0,21
R^2	0,9092	0,9160	0,9567

Os resultados apresentados na Tabela 5.5 mostram que o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017) ajustou-se adequadamente ao comportamento das três amostras de areia analisadas nesta pesquisa, apresentando R^2 superiores a 0,90. Adicionalmente, a Tabela 5.6 fornece uma comparação entre o grau de saturação obtido pelo ajuste do modelo e o grau de saturação residual para cada tipo de areia.

Tabela 5.6 - Comparação entre Grau de Saturação Residual e do ajuste pelo Modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

Parâmetro	**Areia Fina**	**Areia Média**	**Areia Grossa**
Grau de Saturação – Cavalcante & Zornberg (2017) (%)	2,45	1,00	1,00
Grau de Saturação Residual (%)	0,76	0,38	0,49

Na Tabela 5.6, nota-se que o grau de saturação ajustado pelo modelo foi consistentemente maior que o grau de saturação residual em todas as amostras, com a maior diferença ocorrendo na areia fina e a menor na areia grossa. Contudo, principalmente para a areia fina, foi o valor mais próximo ao medido. Esse padrão é semelhante ao observado nos modelos discutidos anteriormente, evidenciando a influência da granulometria.

É importante destacar que os modelos de Gardner (1958) e van Genuchten (1980) mostraram uma maior aderência entre a função ajustada e os pontos experimentais. Contudo, com base na avaliação pelo fator de determinação, R^2, os coeficientes dos três modelos são próximos. Isso é evidenciado na Figura 5.21, que compara os resíduos dos ajustes realizados na areia fina para cada modelo, assim como na areia média e grosa, respectivamente, na Figura 5.22 e na Figura 5.23. Neste contexto, o termo “resíduo” refere-se à diferença percentual entre o valor medido experimentalmente e o valor predito pelo modelo, oferecendo uma medida da precisão de cada ajuste.

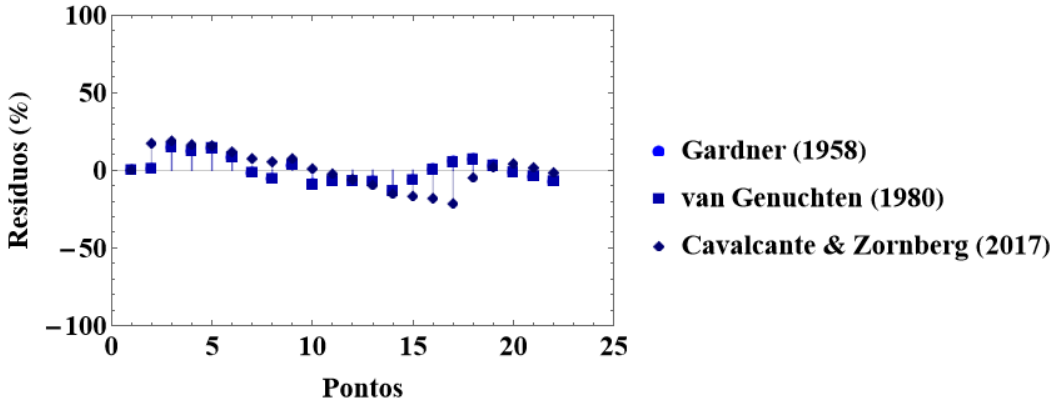

Figura 5.21 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia fina.

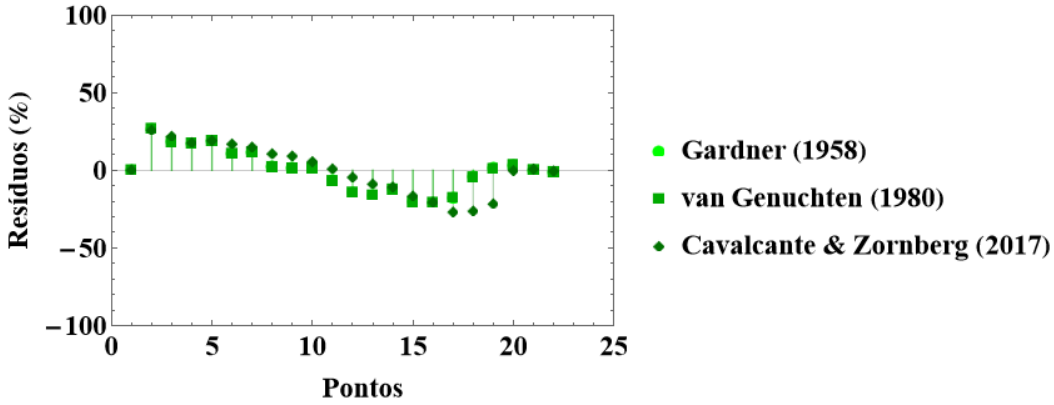

Figura 5.22 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia média.

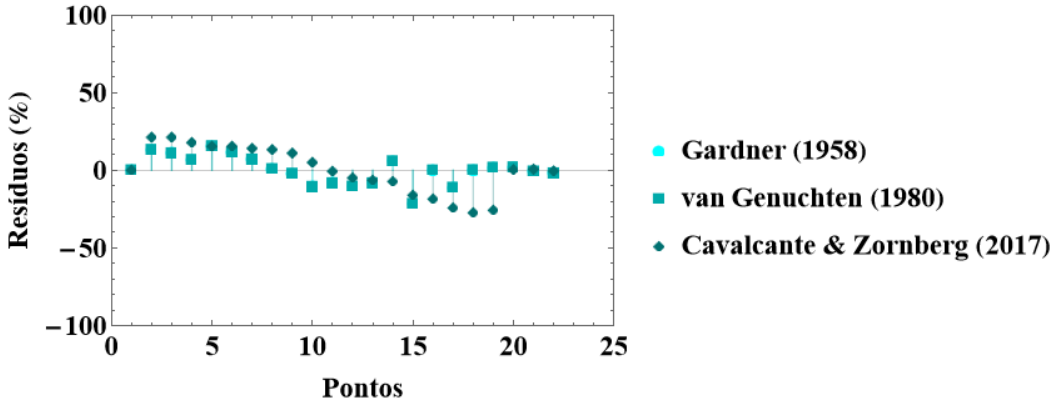

Figura 5.23 - Resíduo dos ajustes dos modelos de retenção de água para areia grossa.

5.1.6. COMPARAÇÃO ENTRE AS FUNÇÕES DE RETENÇÃO OBTIDAS

Comparou-se as Funções de Retenção de Água das três amostras de areia (fina, média e grossa) ajustadas pelos modelos de Gardner (1958), van Genuchten (1980) e Cavalcante & Zornberg (2017). O objetivo é avaliar qual modelo melhor representa o

comportamento de retenção de água para cada tipo de areia, considerando as diferenças granulométricas entre elas.

Na Figura 5.24, Figura 5.25 e na Figura 5.26, observa-se que os modelos de Gardner (1958) e van Genuchten (1980) apresentaram maior aderência entre a curva ajustada e os pontos experimentais, como indicado pela análise de resíduos do item anterior. Em geral, esses modelos alcançaram coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,90 em todas as amostras, demonstrando uma boa capacidade de ajuste ao comportamento de retenção das areias. Em contrapartida, o modelo de Cavalcante & Zornberg (2017), embora apresente R^2 altos, mostrou uma aderência ligeiramente inferior, especialmente para a areia fina, onde as diferenças entre os valores ajustados e experimentais foram mais evidentes.

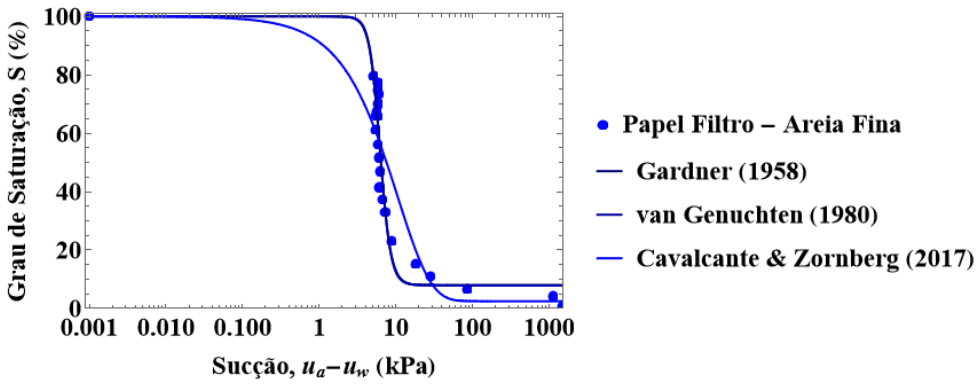

Figura 5.24 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia fina utilizando os modelos.

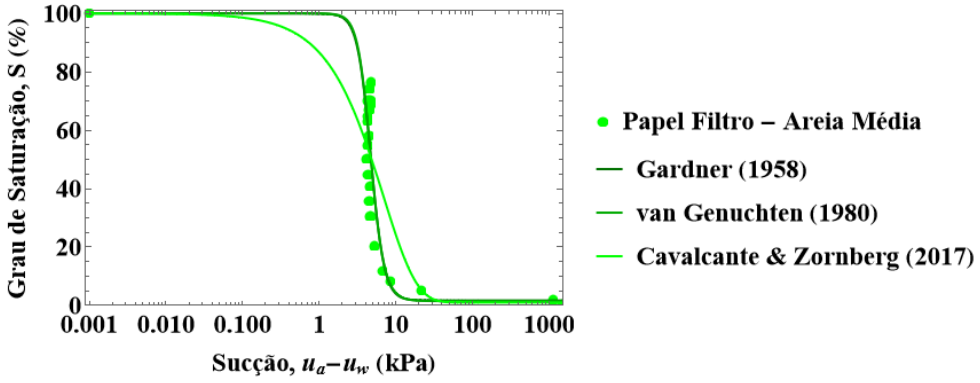

Figura 5.25 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia média utilizando os modelos.

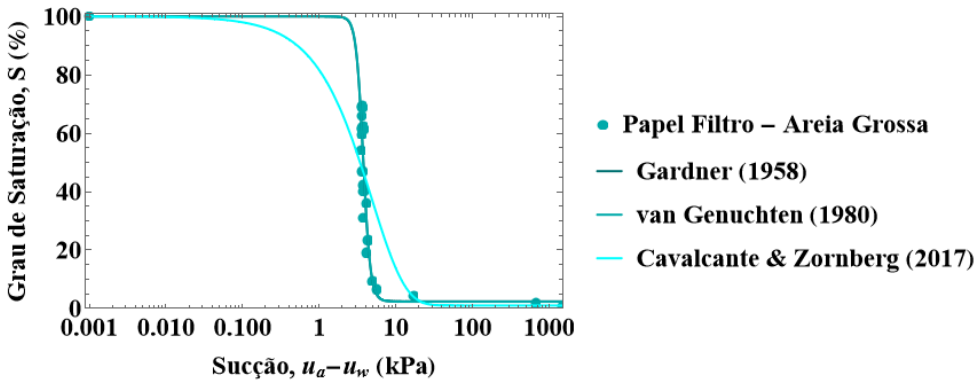

Figura 5.26 - Comparação dos ajustes das funções de retenção para a areia grossa utilizando os modelos.

5.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto foi executado conforme descrito no item 3.1.10, seguindo as especificações técnicas para assegurar a precisão dos dados obtidos. Esses ensaios permitem avaliar a resistência ao cisalhamento em diferentes condições de umidade e carregamento, fornecendo dados essenciais para a caracterização geotécnica de solos. Como apontado por Lu & Likos (2004), a resistência ao cisalhamento, um dos principais parâmetros para o estudo de estabilidade de solos, é influenciada por fatores como o teor de umidade e a estrutura granular, especialmente em materiais arenosos, onde a coesão aparente é menor em comparação com solos argilosos.

Os resultados foram organizados para demonstrar o comportamento da resistência ao cisalhamento sob condições controladas de índice de vazios e carga aplicada. Seguindo um valor de índice de vazios de 0,72 ± 0,05 e cargas de 50, 100 e 200 kPa. Os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto da areia fina, média e grossa, respectivamente, podem ser verificados em detalhes no apêndice A – RESULTADOS DOS ENSAIOS.

Para o tratamento dos dados de resistência ao cisalhamento em amostras não saturadas, foi empregada a função proposta por Vanapalli *et al.* (1996). A função de resistência é representada pela seguinte expressão:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)[\Theta^{\kappa}\tan\phi'] \quad (5.1)$$

onde Θ é o teor de umidade volumétrica normalizado e κ é um parâmetro de ajuste [adimensional], que depende das propriedades específicas do solo.

Ao observar o modelo proposto por Vanapalli *et al.* (1996) (Eq. 5.1), nota-se que, ao aplicar diferentes modelos de curva de retenção de água no solo, é possível obter expressões distintas para a função de resistência ao cisalhamento em condições não saturadas.

Para os modelos de retenção considerados nesta pesquisa, a Eq. 5.1 pode ser reescrita conforme as particularidades de cada curva de retenção:

i) Gardner (1958):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\left(\frac{1}{1+a_G(u_a-u_w)^{n_G}}\right)^{\kappa}\tan\phi' \qquad (5.2)$$

ii) Van Genuchten (1980):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u)\left(\frac{1}{\left[1+\left(\frac{(u_a-u_w)}{a_{vG}}\right)^{n_{vG}}\right]^{m_{vG}}}\right)^{\kappa}\tan\phi' \qquad (5.3)$$

iii) Cavalcante & Zornberg (2017):

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u)(\exp(-\delta|(u_a - u_w)|))^{\kappa}\tan\phi' \qquad (5.4)$$

Espera-se que independentemente do modelo de retenção utilizado, uma vez que seja realizado um bom ajuste da curva de retenção, seja possível obter uma estimativa precisa da resistência ao cisalhamento ajustando as Eq. (5.2) a (5.4) a dados experimentais provenientes de ensaios de cisalhamento em solos com diferentes teores de umidade.

Para demonstrar tal afirmação, nesta pesquisa foi aplicado o uso das Eq. (5.2) a (5.4) na retroanálise de dados de cisalhamento direto de três areias, conforme descrito no item 3.1.11. Nessa análise, os parâmetros hidráulicos foram obtidos por meio dos ajustes das curvas de retenção (a_G, n_G, a_{vG}, n_{vG} e δ), apresentados na seção anterior, enquanto os dados dos ensaios de cisalhamento direto foram retroanalisados ajustando-se apenas o parâmetro κ das Eqs. (5.2) a (5.4).

5.2.1. RETROANÁLISE DOS MODELOS DE RESISTÊNCIA APRESENTADOS

Para aprimorar o entendimento sobre o comportamento das funções, foram realizadas análises paramétricas das Eqs. (5.2) a (5.4).

5.2.2. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE GARDNER (1958)

a) Influência do κ ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $a_G = 0{,}0004$; $n_G = 5{,}00$; $\varphi' = 35°$)

A Figura 5.27 apresenta o efeito do parâmetro κ na resistência ao cisalhamento (τ) em função da sucção matricial (ψ), utilizando o modelo de Vanapalli *et al.* (1996), adaptado ao modelo de retenção de Gardner (1958). A análise paramétrica foi realizada para diferentes valores do parâmetro de ajuste κ. Observa-se que, quanto maior o valor de κ, menores são os ganhos de resistência com a sucção. Neste modelo, dependendo do intervalo de sucção avaliado, alguns materiais podem ter: i) comportamento de pico seguido de perda de resistência; ii) aumento da resistência até atingir um valor de estabilização e, iii) comportamento crescente, para a secagem do solo.

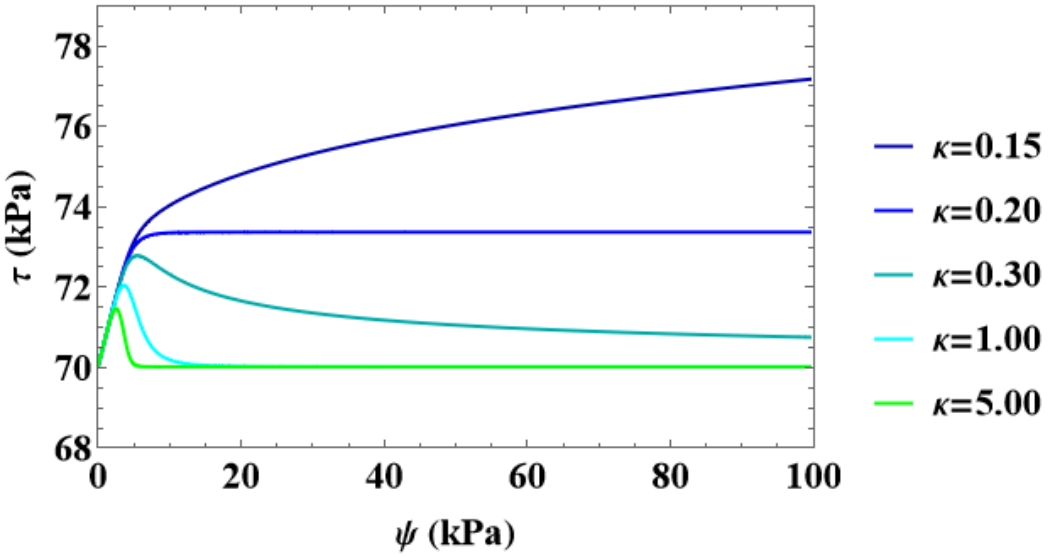

Figura 5.27 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

b) Influência do n_G ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $a_G = 0{,}0004$; $\kappa = 0{,}50$; $\varphi' = 35°$)

A Figura 5.28 ilustra o efeito do parâmetro n_G no comportamento da resistência ao cisalhamento (τ) à medida que a sucção (ψ) aumenta, usando o modelo adaptado de Vanapalli *et al.* (1996) com a função de retenção de Gardner (1958). A análise foi realizada com diferentes valores de n_G (3,00; 4,00; e 5,00), mantendo constantes os demais parâmetros.

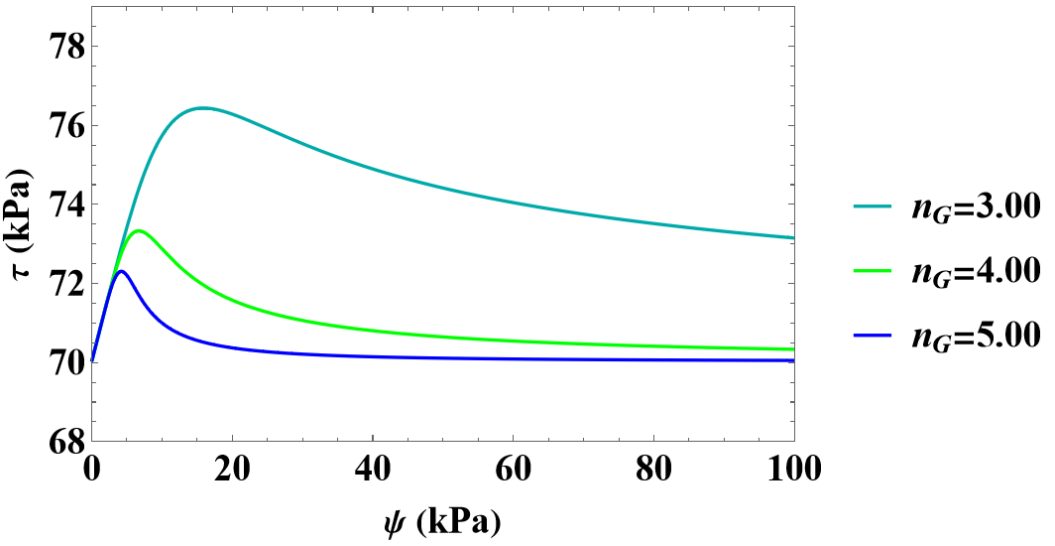

Figura 5.28 - Influência do parâmetro n_G de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Observa-se que, n_G controla a taxa de decaimento da resistência ao cisalhamento conforme a sucção aumenta. Valores menores de n_G tornam a resistência mais responsiva à sucção inicial, aumentando o pico de resistência, enquanto valores maiores de n_G reduzem essa sensibilidade, proporcionando uma curva de resistência mais estável ao longo do aumento da sucção.

c) Influência do a_G ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $n_G = 5{,}00$; $\kappa = 0{,}50$; $\varphi' = 35°$)

A Figura 5.29 ilustra o efeito do parâmetro a_G sobre a resistência ao cisalhamento (τ) conforme a sucção (ψ) aumenta, com a utilização do modelo adaptado de Vanapalli *et al.* (1996) em combinação com a função de retenção de Gardner (1958). A análise foi realizada para três valores de a_G (0,0001; 0,0005; e 0,0010), mantendo fixos os outros parâmetros.

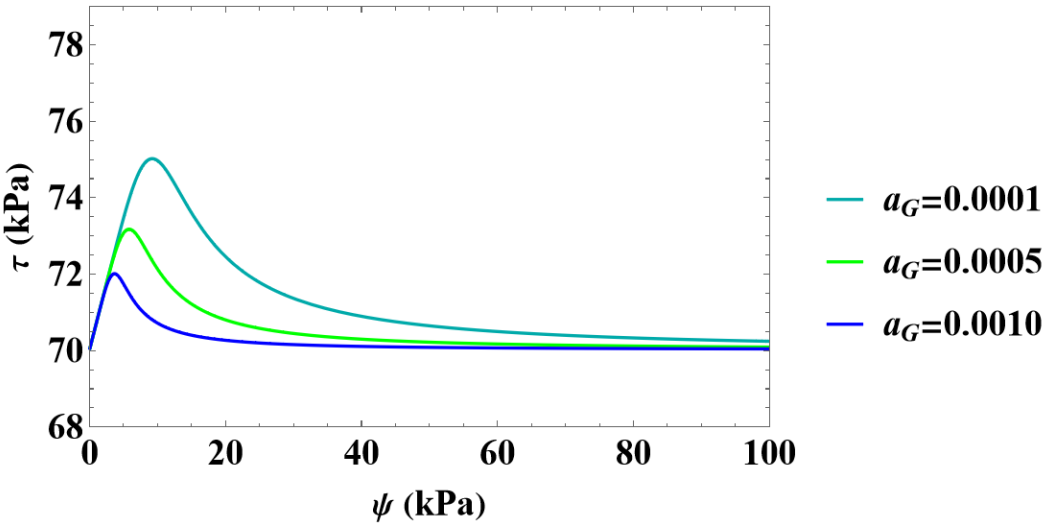

Figura 5.29 - Influência do parâmetro a_G de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Observa-se que, valores menores de a_G mantêm a resistência mais alta por mais tempo com o aumento da sucção, enquanto valores maiores suavizam a curva e diminuem a sensibilidade da resistência à sucção. Dessa forma, o ajuste de a_G permite adaptar o modelo para representar o comportamento de diferentes tipos de solo em condições de variação de umidade.

5.2.3. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE GARDNER (1958)

A Figura 5.30 a Figura 5.32 ilustram as superfícies de resistência ao cisalhamento ajustadas pelo modelo de Vanapalli adaptado ao modelo de retenção de Gardner (1958).

A Figura 5.33 a Figura 5.35 apresentam uma comparação 2D entre os valores experimentais de resistência ao cisalhamento das areias e o ajuste do modelo para três diferentes tensões normais. A Tabela 5.7 apresenta os valores dos parâmetros de ajuste para as três amostras.

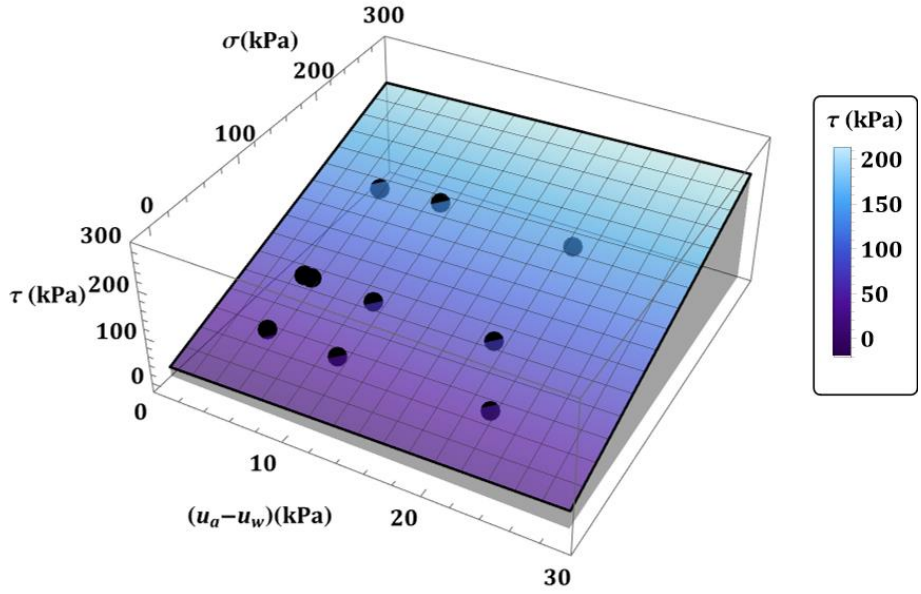

Figura 5.30 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

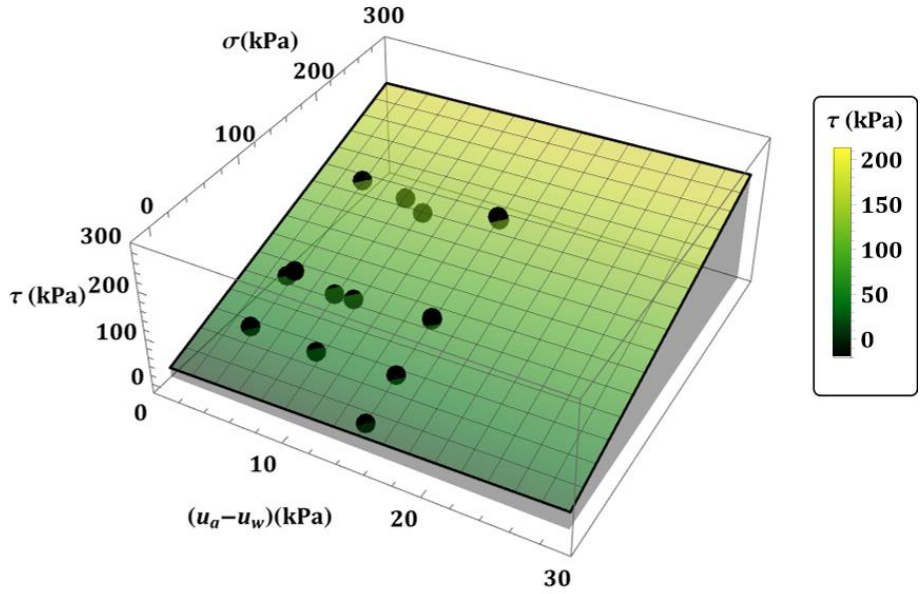

Figura 5.31 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

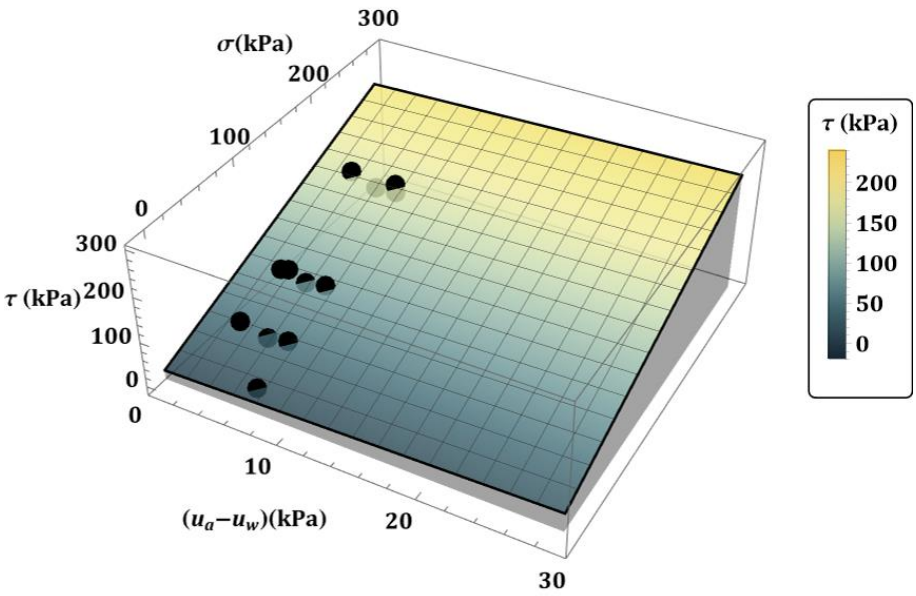

Figura 5.32 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

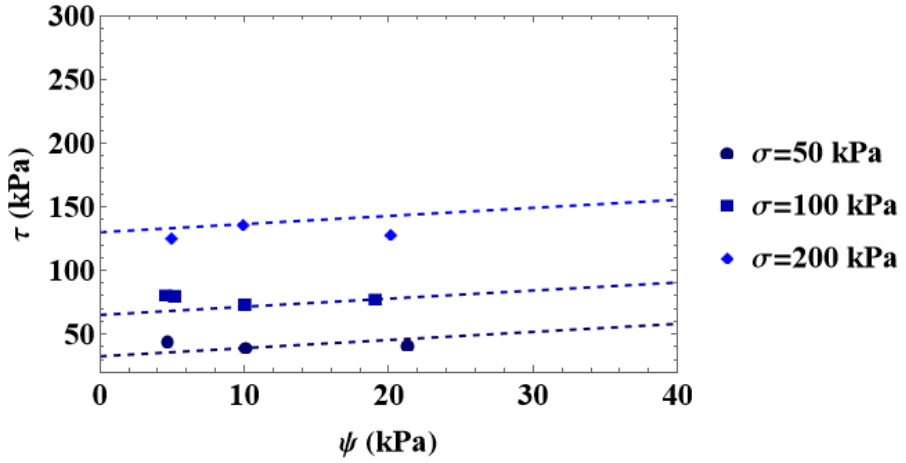

Figura 5.33 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

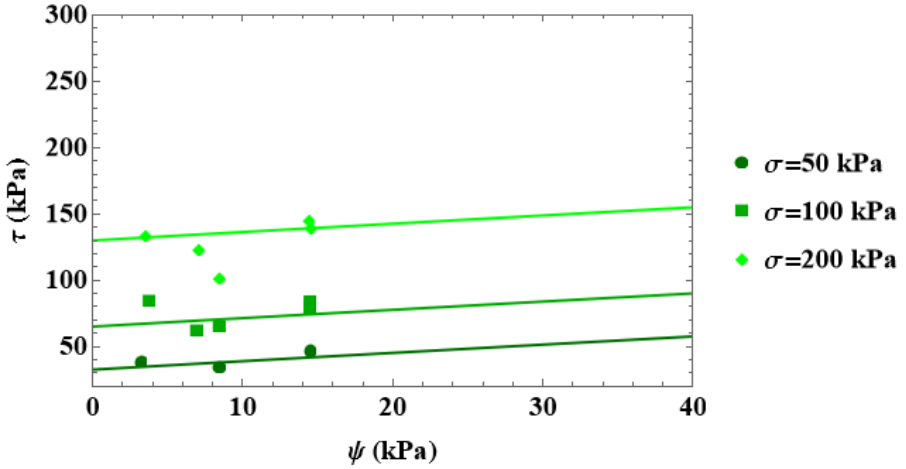

Figura 5.34 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

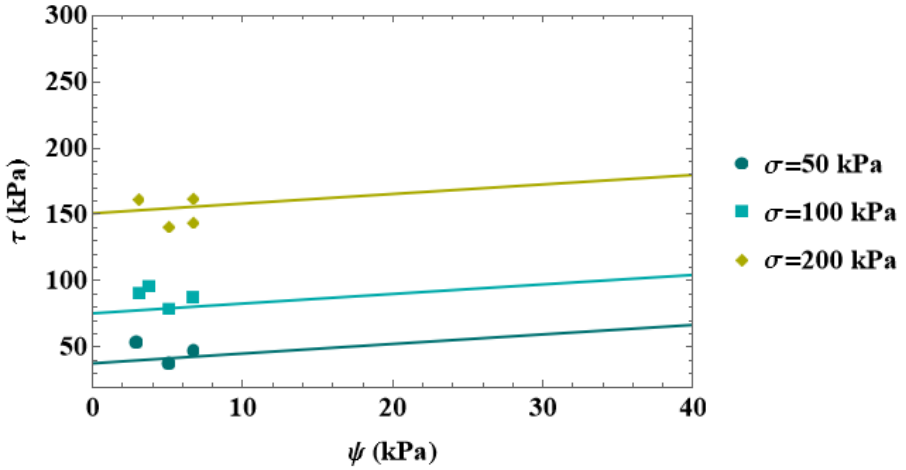

Figura 5.35 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

Tabela 5.7 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Gardner (1958).

Parâmetro	Variável	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Hidráulico	S_r (%)	7,99	1,69	2,42
	a_G	0,000010	0,00046	0,000005
	n_G	6,26	4,95	9,20
Mecânico	c' (kPa)	0	0	0
	κ	0,0016	0,0037	0,0019
	φ'	33°	33°	37°
	R^2	0,9993	0,9960	0,9950

O modelo de Vanapalli, adaptado ao modelo de retenção de Gardner, demonstrou ser eficaz para representar a resistência ao cisalhamento das areias, reproduzindo adequadamente o efeito da sucção e da tensão normal aplicada sobre a resistência. Os altos valores de R^2 evidenciam a qualidade do ajuste, enquanto o uso do parâmetro κ permite ao modelo refletir com precisão as características de cada areia em condições de variação de umidade e carga, embora o valor deste parâmetro tendeu a ser próximo de 10^{-3}. Ainda, os valores de coesão e ângulo de atrito encontrados estão dentro dos valores esperados para estes materiais conforme é apresentado na Tabela 2.1.

5.2.4. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE VAN GENUCHTEN (1980)

Será analisado as influências dos parâmetros κ, n_{vG} e a_{vG} na resistência ao cisalhamento (τ) de areias em função da sucção matricial (ψ). A adaptação do modelo de resistência ao cisalhamento de Vanapalli *et al.* (1996) ao modelo de retenção de van Genuchten (1980) permite investigar como esses parâmetros específicos impactam o comportamento da resistência ao cisalhamento em condições não saturadas.

a) Influência do κ ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $a_{vG} = 0{,}25$; $n_{vG} = 9{,}00$; $\varphi' = 35°$)

Na Figura 5.27 é avaliada a influência do parâmetro κ abordando como diferentes valores do parâmetro afetam o comportamento da resistência ao longo de um intervalo de sucção. Foram testados valores de κ entre 0,10 e 1,00, mantendo os demais parâmetros fixos.

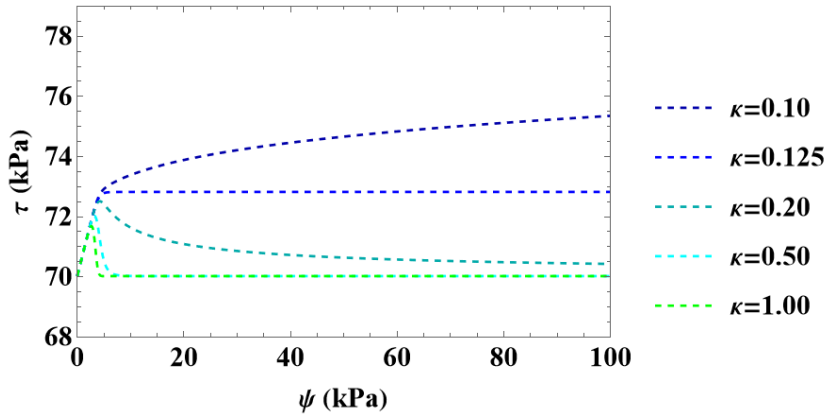

Figura 5.36 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

b) Influência do n_{vG} ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $a_{vG} = 0{,}25$; $\kappa = 0{,}50$; $\varphi' = 35°$)

A Figura 5.37 ilustra o efeito do parâmetro n_{vG} na resistência em função da sucção, aplicando o modelo de Vanapalli adaptado ao modelo de retenção de van Genuchten.

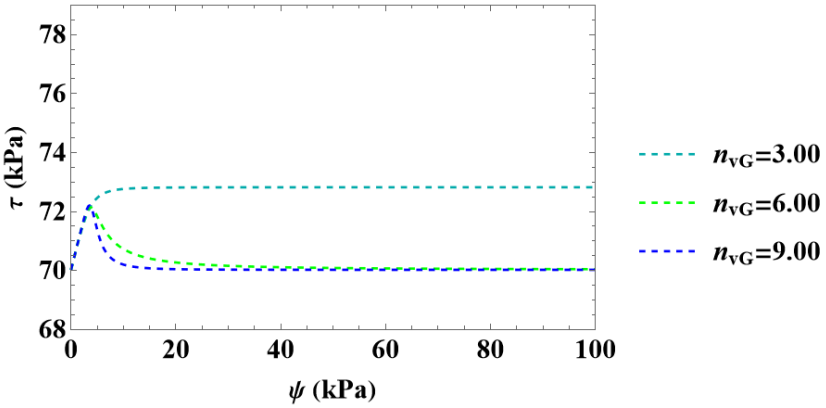

Figura 5.37 - Influência do parâmetro n_{vG} de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Esse parâmetro influencia a forma e a inclinação da curva de retenção. Valores mais elevados de n_{vG} resultam em uma curva de cisalhamento que atinge um pico mais rapidamente, refletindo uma resposta mais sensível do solo a variações de sucção. Por outro lado, valores menores de n_{vG} proporcionam uma curva de resistência mais gradual e suave, o que pode indicar uma menor variabilidade na retenção de água para diferentes níveis de sucção.

c) Influência do a_{vG} ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $n_{vG} = 9{,}00$; $\kappa = 0{,}50$; $\varphi' = 35°$)

A figura ilustra o impacto do parâmetro a_{vG} na resistência ao cisalhamento (τ) em função da sucção (ψ) para diferentes valores de a_{vG}, variando entre 0,0001 e 0,0010.

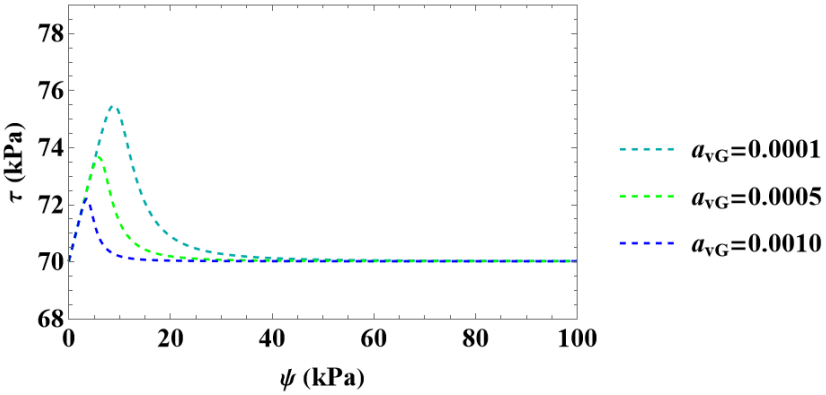

Figura 5.38 - Influência do parâmetro a_{vG} de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Esse parâmetro afeta a posição inicial da curva de retenção, controlando o grau de sucção a partir do qual a resistência ao cisalhamento começa a aumentar significativamente. Valores menores de a_{vG} resultam em uma resistência inicial mais

elevada em baixas sucções, enquanto valores maiores de a_{vG} suavizam o aumento da resistência ao longo da curva, refletindo um menor ganho de resistência com a redução do grau de saturação do solo.

5.2.5. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE VAN GENUCHTEN (1980)

Assim como realizado no item 5.2.3, o ajuste dos dados de cisalhamento foi realizado utilizando o modelo de resistência de Vanapalli *et al.* (1996) ajustado ao modelo de retenção de van Genuchten (1980).

As superfícies de resistência geradas para cada tipo de areia são apresentadas em gráficos tridimensionais, conforme ilustrados na Figura 5.39 para a areia fina, na Figura 5.40 para a areia média e na Figura 5.41 para a areia grossa, que permitem visualizar a relação entre a resistência ao cisalhamento (τ), a sucção matricial $(u_a - u_w)$, e a tensão normal aplicada (σ). Adicionalmente, gráficos comparativos em 2D, conforme apresentados na Figura 5.42 para a areia fina, na Figura 5.43 para a areia média e Figura 5.44 para a areia grossa, foram incluídos para facilitar a análise dos ajustes, ilustrando a correspondência entre os valores experimentais e os valores ajustados pelo modelo. A Tabela 5.7 apresenta os valores dos parâmetros de ajuste para as três amostras.

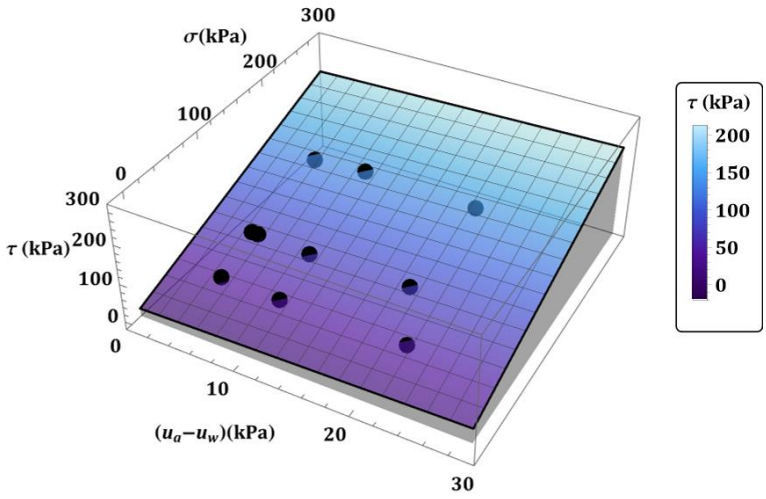

Figura 5.39 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

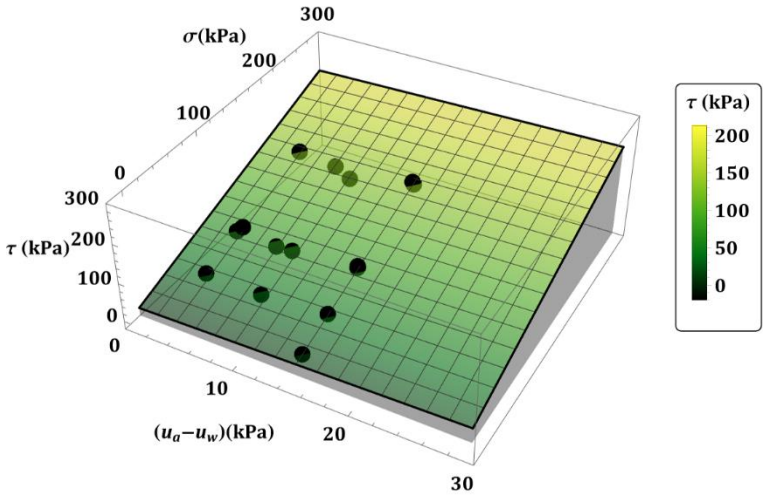

Figura 5.40 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

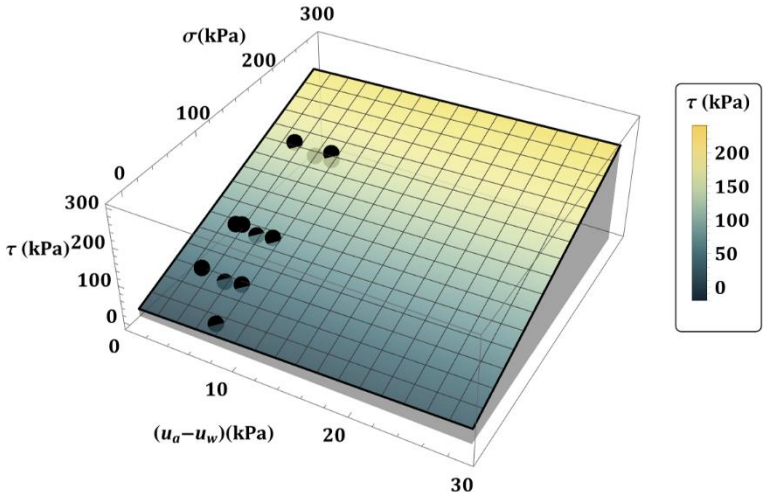

Figura 5.41 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

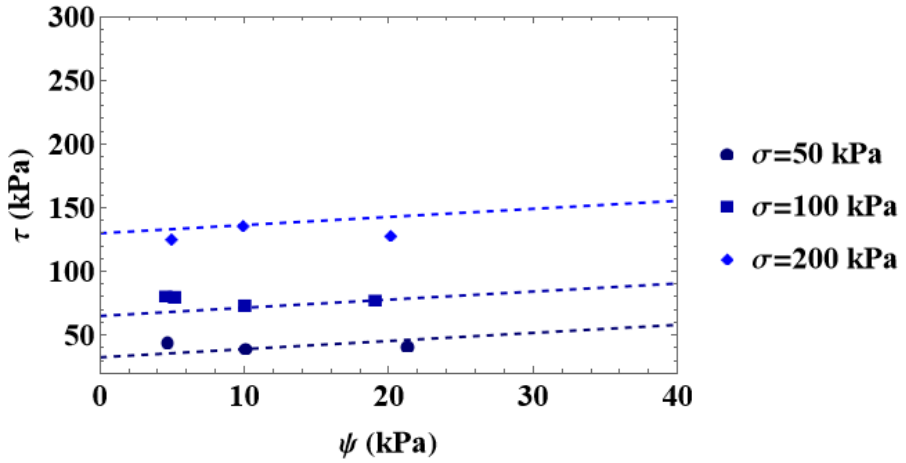

Figura 5.42 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

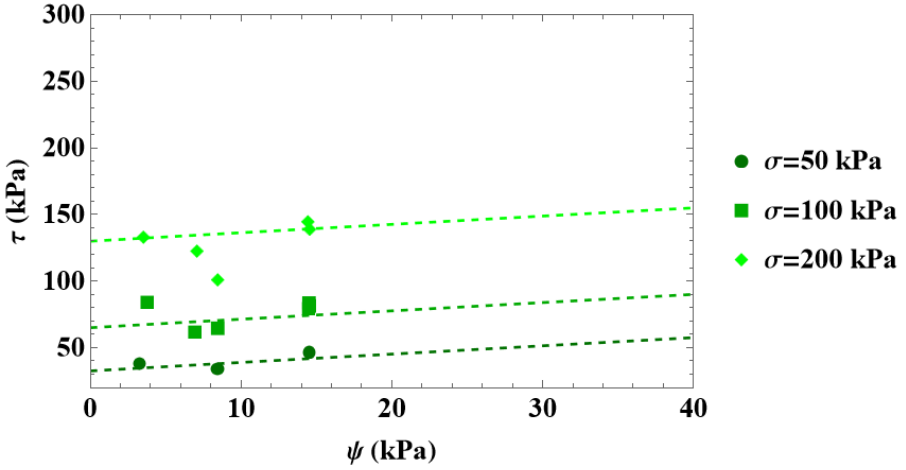

Figura 5.43 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

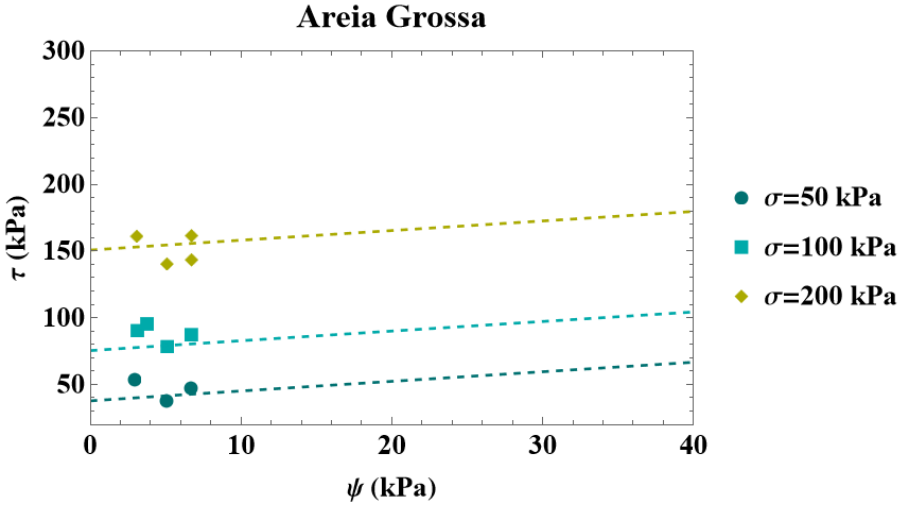

Figura 5.44 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Tabela 5.8 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de van Genuchten (1980).

Parâmetro	Variável	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Hidráulico	S_r (%)	7,86	1,50	2,31
	α_{vG}	0,17	0,22	0,27
	n_{vG}	6,61	5,38	9,61
Mecânico	c′ (kPa)	0	0	0
	κ	0,0016	0,0037	0,0019
	φ'	33°	33°	37°
	R^2	0,9923	0,9960	0,9950

Os resultados indicam que o modelo de Vanapalli adaptado ao modelo de retenção de van Genuchten (1980) representa bem o comportamento de resistência ao cisalhamento das três amostras de areia, descrevendo de forma precisa as variações de resistência associadas à sucção e à carga aplicada. A análise comparativa das superfícies de resistência para as diferentes granulometrias evidencia a influência dos parâmetros κ e ϕ', que ajustam o modelo para refletir as características específicas de cada tipo de areia, embora os valores deste parâmetro seguem a ordem de 10^{-3}. Ainda, os valores de coesão e ângulo de atrito encontrados estão dentro dos valores esperados para estes materiais conforme é apresentado na Tabela 2.1.

5.2.6. MODELO DE RESISTÊNCIA DE VANAPALLI *ET AL.* (1996) ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE CAVALCANTE & ZORNBERG (2017)

a) Influência do κ ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $\delta = 0{,}20$ kPa^{-1}; $\varphi' = 35°$)

Na Figura 5.45 é avaliada a influência do parâmetro κ abordando como diferentes valores do parâmetro afetam o comportamento da resistência ao longo de um intervalo de sucção. Foram testados valores de κ entre 0,15 e 5,00, mantendo os demais parâmetros fixos.

Observa-se que valores menores de κ (como 0,15 e 0,25) resultam em um aumento inicial mais acentuado na resistência ao cisalhamento em baixas sucções, seguido por uma estabilização em níveis superiores. Com valores maiores de κ (como 1,00 e 5,00), a resistência ao cisalhamento apresenta uma resposta mais uniforme e menos acentuada em todo o intervalo de sucção, refletindo uma curva mais estável. Isso sugere que κ reflete no comportamento da resistência ao cisalhamento em condições não saturadas do solo, sendo um parâmetro para calibração em solos com diferentes características de retenção de água.

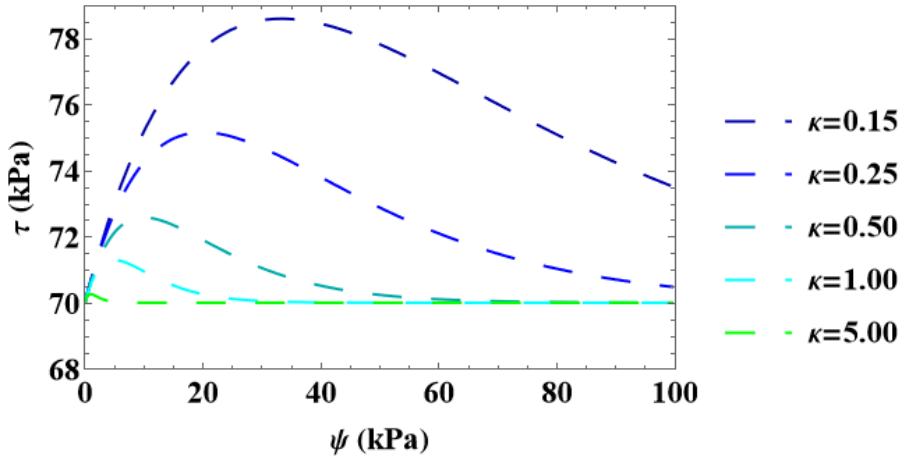

Figura 5.45 - Influência do parâmetro κ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

b) Influência do δ ($c' = 0$ kPa; $\sigma_n = 100$ kPa; $\kappa = 0{,}50$; $\varphi' = 35°$)

Na Figura 5.24 é avaliada a influência do parâmetro δ na resistência ao cisalhamento (τ) em função da sucção matricial (ψ), utilizando o modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de retenção de Cavalcante & Zornberg (2017). O parâmetro δ representa a taxa de decréscimo exponencial da contribuição da sucção na resistência, sendo crucial para entender como a resistência ao cisalhamento se ajusta em diferentes níveis de sucção.

Observa-se que, para valores menores de δ (como 0,075 kPa^{-1}), a resistência ao cisalhamento inicialmente cresce rapidamente com a sucção, atingindo um pico antes de diminuir. À medida que δ aumenta (como em 0,300 kPa^{-1}), a curva se torna mais suave, indicando uma resposta menos acentuada da resistência frente à sucção.

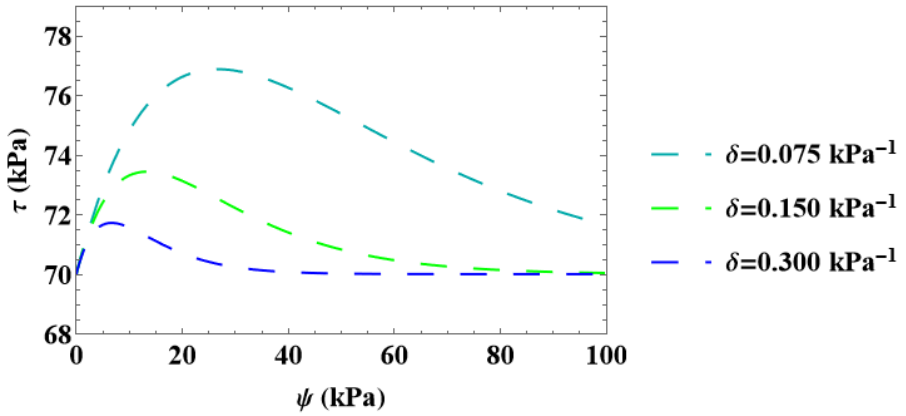

Figura 5.46 - Influência do parâmetro δ de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

5.2.7. AJUSTE DOS DADOS DE CISALHAMENTO – MODELO DE VANAPALLI ADAPTADO AO MODELO DE RETENÇÃO DE CAVALCANTE & ZORNBERG (2017)

Assim como realizado nos itens 5.2.3 e 5.2.5, os dados de cisalhamento para as três amostras de areia (fina, média e grossa) foram ajustados utilizando o modelo de resistência de Vanapalli *et al.* (1996) ajustado ao modelo de retenção de Cavalcante & Zornberg (2017).

A Figura 5.47 a Figura 5.49 exibem as superfícies de resistência para as amostras de areias, destacando a variação da resistência em função da sucção matricial e da tensão normal. Em conjunto, a Figura 5.50 a Figura 5.52 ilustram a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção em um gráfico bidimensional, para diferentes valores de tensão normal. Já a Tabela 5.9 apresenta os parâmetros ajustados para cada tipo de areia, mostrando os valores de coesão c', parâmetro de ajuste κ, ângulo de atrito ϕ', e o coeficiente de determinação R^2.

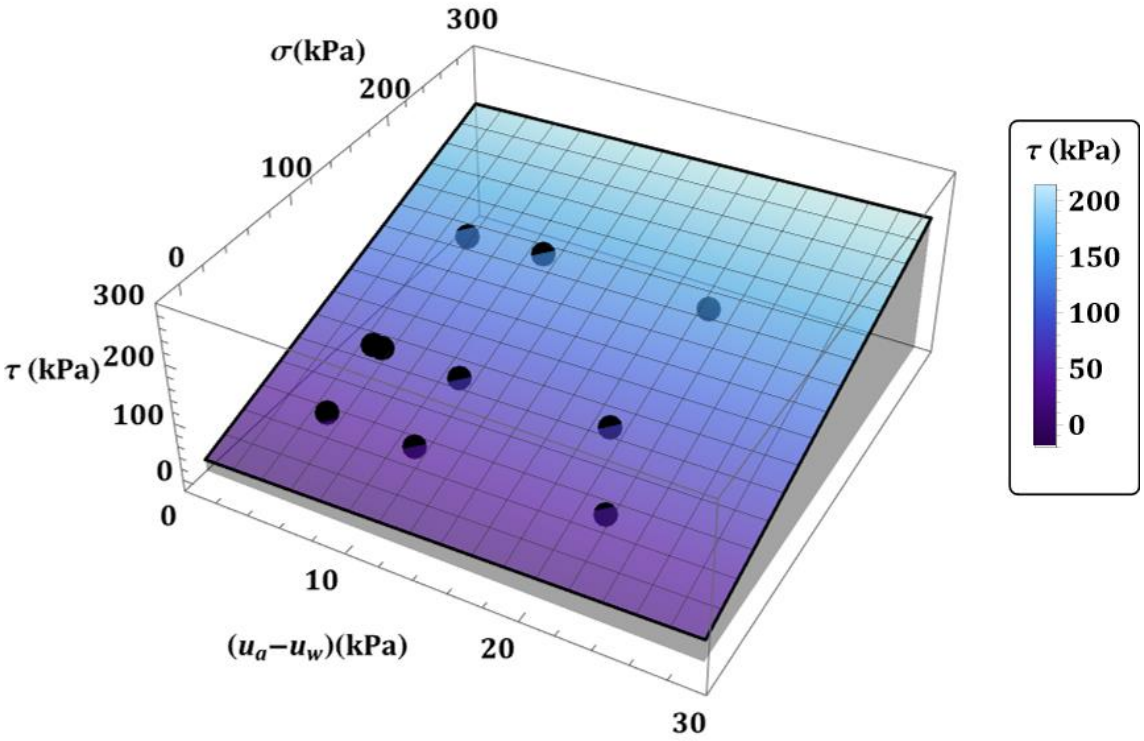

Figura 5.47 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia fina – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

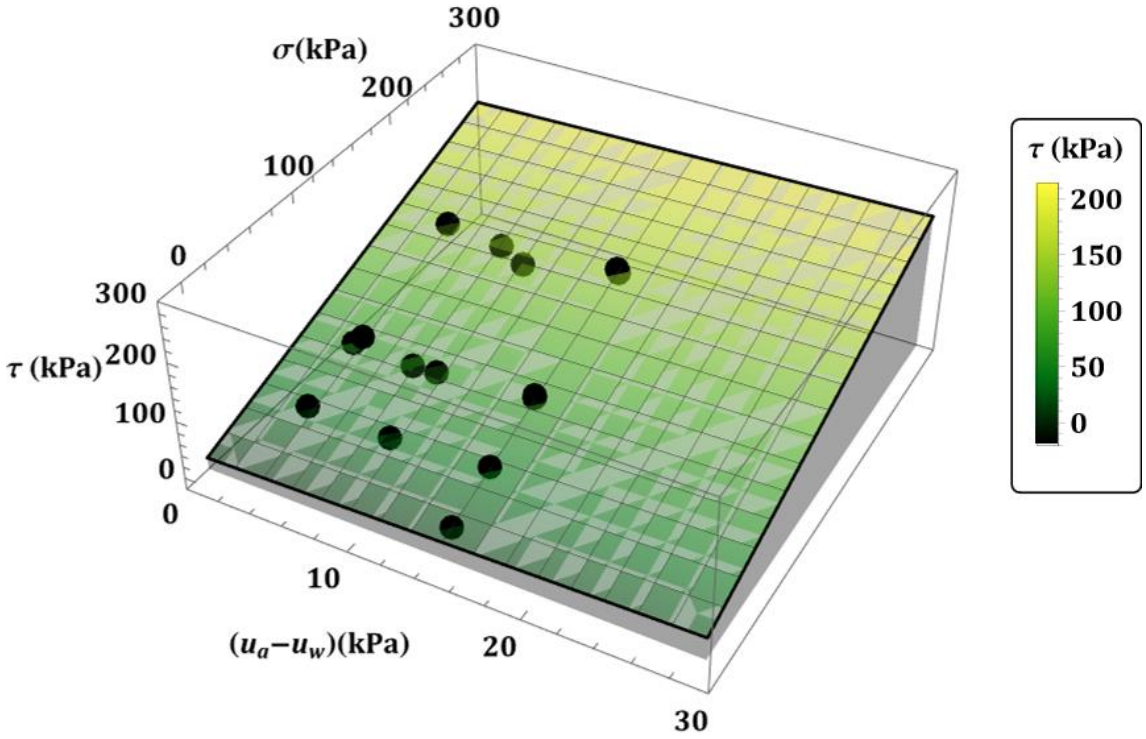

Figura 5.48 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia média – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

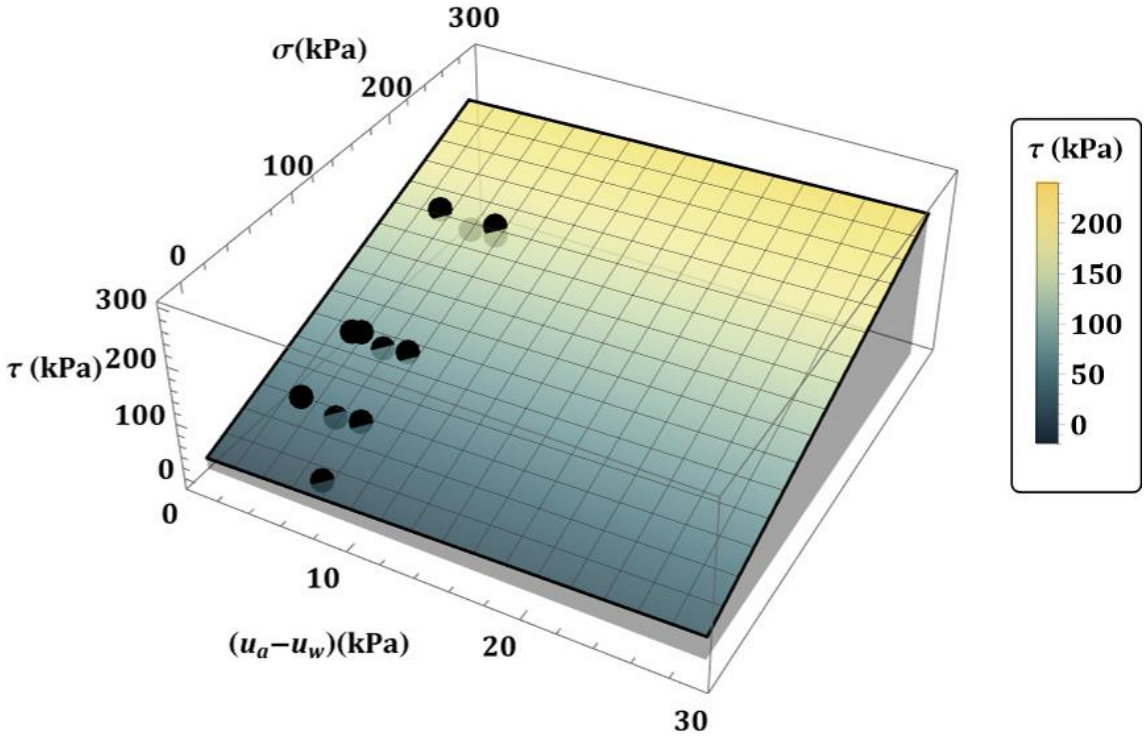

Figura 5.49 - Superfície de resistência ao cisalhamento da areia grossa– Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

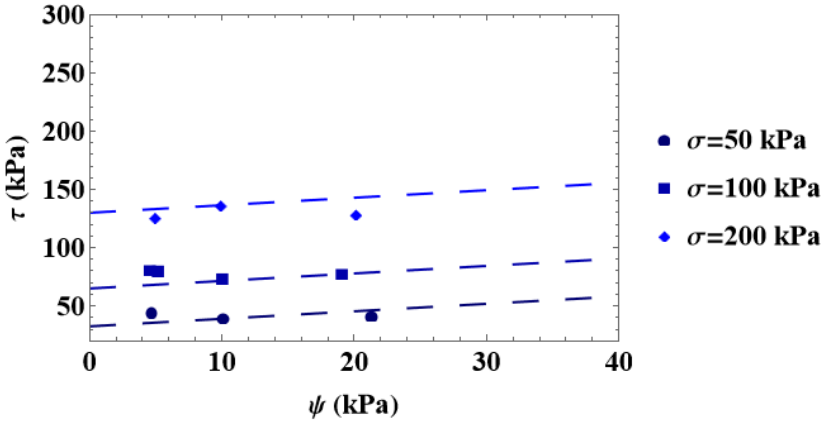

Figura 5.50 - Comparação entre os dados experimentais de areia fina e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

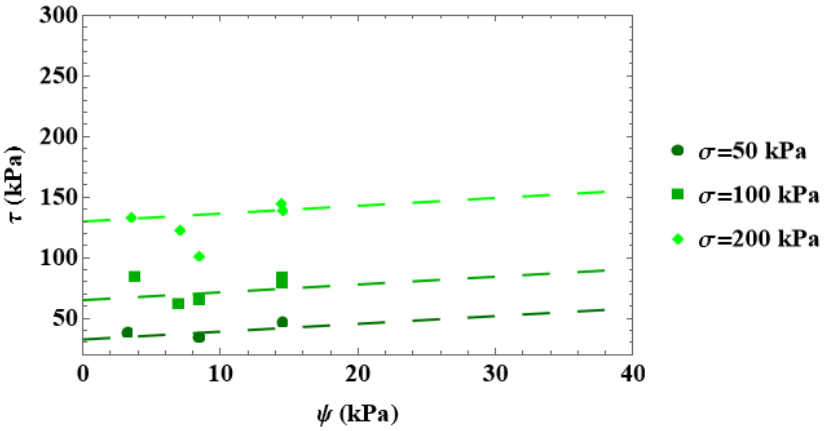

Figura 5.51 - Comparação entre os dados experimentais de areia média e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

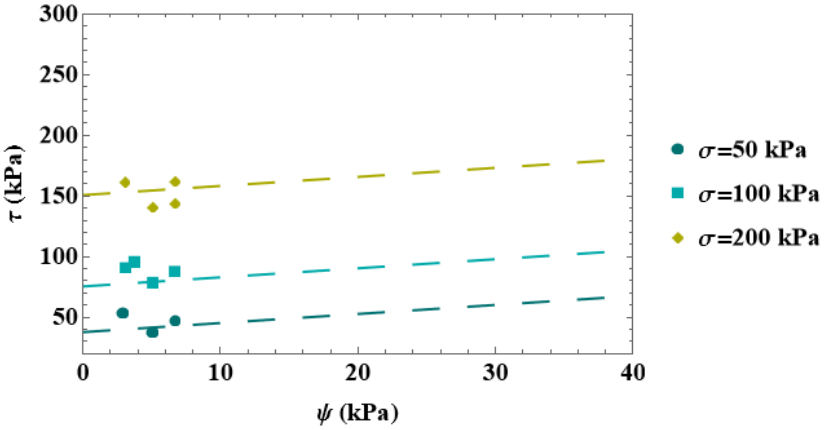

Figura 5.52 - Comparação entre os dados experimentais de areia grossa e o ajuste – Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

Tabela 5.9 - Parâmetros utilizados no ajuste para o Modelo de Vanapalli *et al.* (1996) adaptado ao modelo de Cavalcante & Zornberg (2017).

Parâmetro	Variável	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa
Hidráulico	**S_r (%)**	2,45	1,00	1,00
	δ (kPa^{-1})	0,09	0,15	0,21
Mecânico	**c' (kPa)**	0	0	0
	κ	0,0024	0,0014	0,0011
	φ'	33°	33°	37°
	R^2	0,9923	0,9960	0,9950

A análise comparativa das superfícies de resistência para as diferentes granulometrias evidencia a influência dos parâmetros κ e ϕ', que ajustam o modelo para refletir as características específicas de cada tipo de areia, embora os valores deste parâmetro seguem a ordem de 10^{-3}. Ainda, os valores de coesão e ângulo de atrito encontrados estão dentro dos valores esperados para estes materiais conforme é apresentado na Tabela 2.1.

5.2.8. COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS DE RETENÇÃO ADOTADOS

Após a realização dos ajustes dos modelos nos itens anteriores, observa-se que, independentemente do modelo de retenção adotado, a curva de resistência inferida permanece inalterada. Esse comportamento uniforme ocorre devido ao papel do parâmetro κ, que ajusta as diferenças entre os modelos de retenção e a sucção observada durante os ensaios de resistência ao cisalhamento.

O parâmetro κ atua como um fator de correção do modelo de retenção, compensando as variações na forma das curvas de retenção geradas pelos modelos de Gardner (1958), van Genuchten (1980), e Cavalcante & Zornberg (2017). Cada um desses modelos possui suas particularidades e parâmetros que influenciam na forma da curva de retenção de água obtida nos ajustes, porém o uso de κ harmoniza as diferenças de modo que, a resposta em termos de resistência ao cisalhamento, para um dado nível de sucção, se mantém consistente.

Essa uniformidade reforça a importância de κ na calibração dos modelos de resistência, evidenciando que, embora os modelos de retenção apresentem distintas abordagens teóricas e matemáticas para descrever a curva de retenção, o ajuste proporcionado por κ permite que todos os modelos resultem em curvas de resistência compatíveis e comparáveis.

5.2.9. INFLUÊNCIA DA GRANULOMETRIA

Serão apresentadas as curvas de resistência ao cisalhamento em função da sucção para diferentes amostras de areia sob três níveis distintos de carregamento: 50, 100 e 200 kPa. As Figura 5.53 a Figura 5.55 ilustram o comportamento das areias fina, média e grossa em cada nível de carregamento, permitindo a comparação entre os tipos de granulometria. Para efeito de comparação com a literatura, a Figura 2.4 e a Figura 2.5 apresentam dados obtidos por Donald (1956) e Lee *et al.* (2003), respectivamente, destacando diferenças de comportamento entre as granulometrias sob condições de sucção.

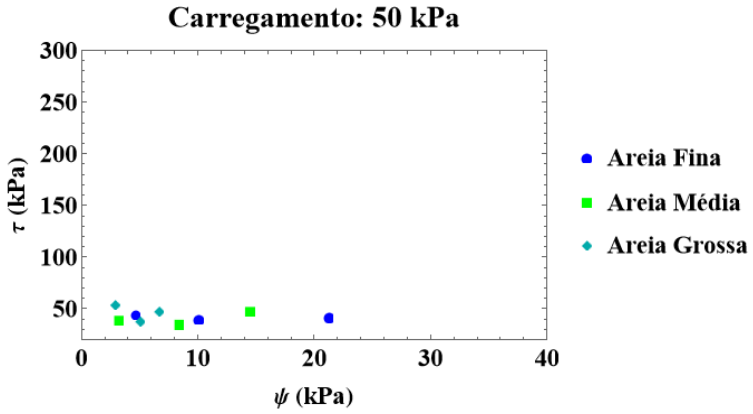

Figura 5.53 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 50 kPa.

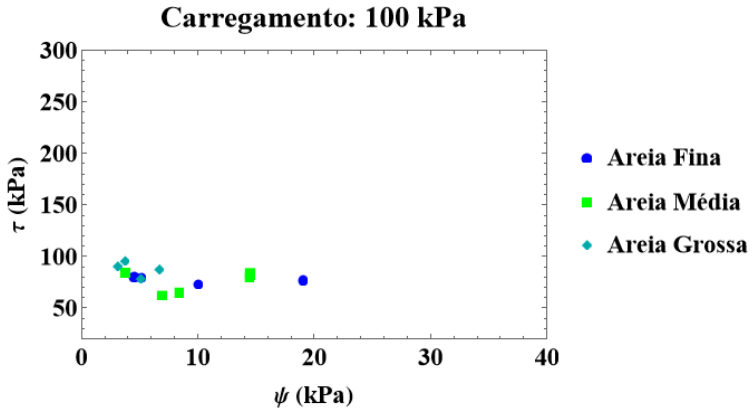

Figura 5.54 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 100 kPa.

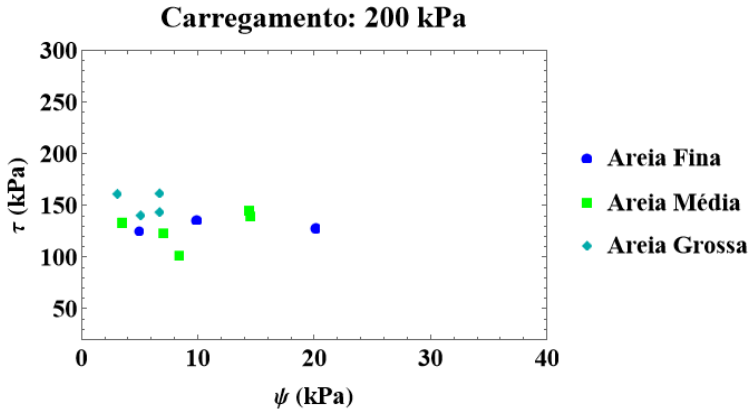

Figura 5.55 - Resistência ao cisalhamento em função da sucção para areias sob 200 kPa.

Observa-se que, para os níveis de tensão e tipos de areia investigados nesta pesquisa, a granulometria aparentemente não influenciou significativamente o aumento da resistência com a variação de sucção. Embora observou-se que a parcela de resistência de atrito da areia grossa foi mais elevada que as demais areias. Esse comportamento contrasta com os resultados reportados por Donald (1956), que identificou variações na resistência ao cisalhamento em função da granulometria para diferentes frações de areia, embora os valores de resistência obtidos ficaram abaixo dos valores obtidos nesta pesquisa.

Ressalta-se que os valores de ganhos de resistência com a sucção obtidos neste trabalho estão em consonância com os valores obtidos apresentados por Lee *et al.* (2003) que apresentam ganhos da ordem de 10^2 kPa.

Essa diferença nos resultados pode ser explicada por alguns fatores metodológicos e experimentais, incluindo o tipo de equipamento empregado, os níveis de tensão adotados nos ensaios, e as características específicas das amostras, como a fração de partículas finas presente em cada tipo de areia. Além disso, as condições de preparação e compactação das amostras e as variações no processo de saturação e secagem podem ter influenciado a resposta de resistência observada, destacando a importância de considerar esses parâmetros ao comparar resultados entre diferentes estudos.

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação visou desenvolver uma metodologia acessível e prática para a estimativa da resistência ao cisalhamento de areias não saturadas, utilizando equipamentos de cisalhamento direto convencional e medições de sucção com papel filtro e mesa de tensão. Este estudo se inicia da premissa de que a compreensão adequada do comportamento mecânico de solos não saturados garante a segurança e a eficiência em projetos de Engenharia Geotécnica, especialmente em contextos em que o teor de umidade dos solos pode sofrer grandes variações.

Os resultados experimentais indicam que as propriedades de resistência ao cisalhamento de areias são fortemente influenciadas pela sucção do solo. Verificou-se que, solos com partículas mais finas, como a areia fina e média, apresentam maior capacidade de retenção de água, o que contribui para um aumento da coesão aparente sob condições não saturadas. Em contrapartida, solos com partículas maiores, como a areia grossa, demonstraram menor retenção hídrica e, consequentemente, menor ganho de resistência ao cisalhamento devido a coesão aparente. Embora esses solos tendem a apresentar maiores ângulos de atrito, como o da areia grossa.

A metodologia desenvolvida mostrou-se eficaz na caracterização do comportamento cisalhante de solos não saturados, permitindo uma estimativa precisa da curva de resistência ao cisalhamento. Os modelos matemáticos ajustados aos dados experimentais, especialmente os modelos de Gardner (1958) e van Genuchten (1980), forneceram uma representação consistente da Curva de Retenção de Água, reforçando a validade dos métodos empregados.

Dessa forma, o estudo contribui de forma relevante para a área da Geotecnia ao propor uma metodologia que alia simplicidade experimental e precisão na obtenção dos resultados. A abordagem desenvolvida apresenta-se aplicável a diferentes tipos de solos e possui potencial para adaptações em outros contextos geotécnicos, possibilitando uma análise mais econômica e segura em projetos. A versatilidade da metodologia promove uma ferramenta adicional para engenheiros, que podem incorporá-la a práticas de campo e laboratório, ampliando o entendimento sobre o comportamento de solos não saturados sob distintas condições de umidade e sucção matricial.

6.2. PERSPECTIVAS PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante dos resultados obtidos e das limitações identificadas, há um conjunto amplo de direções que podem ser exploradas em estudos futuros para aprofundar e expandir o entendimento da resistência ao cisalhamento de areias não saturadas. As sugestões visam oferecer uma base para o desenvolvimento de novas metodologias, aplicações práticas e avanços teóricos:

- **Solos Geotécnicos**: Deve-se incluir solos argilosos e solos de textura mista (combinando areia e argila) para avaliar se as correlações observadas para areias se mantêm ou se existem características particulares nesses tipos de solo.

- **Influência da Granulometria e Densidade Relativa**: Investigar como variáveis como a granulometria (distribuição de tamanhos de partículas) e a densidade relativa do solo influenciam a resistência ao cisalhamento.

- **Impacto de Diferentes Minerais na Retenção de Umidade**: Estudos que analisem a presença de minerais específicos, como argilas expansivas, poderiam revelar como a composição mineralógica impacta a capacidade do solo de reter água e resistir ao cisalhamento.

- **Influência de Contaminantes**: Em áreas industriais, a presença de contaminantes no solo pode alterar suas propriedades físicas e químicas. A investigação de solos não saturados em locais com presença de hidrocarbonetos, metais pesados e outros contaminantes pode ajudar a entender como esses elementos interferem na resistência.

- **Comportamento de Solos sob Cargas Cíclicas**: Solos sob fundações de estruturas como pontes e edifícios frequentemente sofrem cargas cíclicas devido ao tráfego ou vibrações. Avaliar como areias não saturadas respondem a esses esforços repetidos pode ser importante para o design de estruturas em áreas de solo não saturado.

- **Estudo de Estabilidade de Taludes Naturais e Artificiais**: A metodologia pode ser expandida para estudar taludes naturais e artificiais, onde a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é um fator crítico para evitar deslizamentos.

- **Estudos sobre a Influência da Vegetação na Resistência**: Estudos futuros podem explorar a interação entre raízes e solo em condições de não saturação, utilizando

ensaios experimentais e modelos numéricos para avaliar a influência de diferentes espécies vegetais na estabilidade de taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6457. (2024). Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 7 p.

ABNT NBR 6502. (2022a). Rochas e solos – Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 40 p.

ABNT NBR 7181. (2018). Solo – Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 12 p.

ABNT NBR 13292. (2021a). Determinação da densidade dos grãos de solo - Método do picnômetro de água. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 13 p.

ABNT NBR 16840. (2021b). Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 8 p.

ABNT NBR 16843. (2020). Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 20 p.

ABNT NBR ISO 12154. (2022b). Materiais sólidos - Determinação da densidade pelo método do hélio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 13 p.

ABNT NM ISO 3310-1. (2011). Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação – Parte 1: Peneiras de tecido metálico. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 20 p.

ABRAMENTO, M. & CARVALHO, C.S. (1989). Geotechnical parameters for study of natural slopes instabilizaton at Serra do Mar, Brazil. International Conference on Soil Mechanics and Foundation, 12, Eng., Rio de Janeiro, RJ, v.4, pp. 1599-1602.

ALONSO, E.E., PEREIRA, J.M., VAUNAT, J., & OLIVELLA, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. Géotecnique, 60(12), pp. 913–925.

AMARAL, A.C. & SILVA, L.C. (2019). Técnicas de Miscroscopia e Caracterização de Materiais. Editora Científica.

ASTM D2487-17e1. (2020). Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International, 10 p.

ASTM D3080-11. (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA: ASTM International, 9 p.

ASTM D5298-16. (2016). Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken, PA: ASTM International, 6 p.

AUBERTIN, M., RICARD, J.F. & CHAPUIS, R.P. (1998). A predictive model for the water retention curve: application to tailings from hard-rock mines. Canadian Geotechnical Journal, volume35(1), pp. 55–69.

BISHOP, A.W. (1959). The Principle of Effective Stress. 39, pp. 859–863.

BISHOP, A.W.; ALPAN, I; BLIGHT, G.E. & DONALD, I.B (1960). Factors controlling the shear strength of partly saturated cohesive soils. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. Univ. of Colorado, Boulder, pp. 503-532.

BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E.: (1963). Some aspects of Effective Stress in Saturated and Parly Saturated Soils. Géotechnique, volume 13(3), pp. 177–197.

BLAKE, G.R. (1965). Bulk Density. In: Methods of Soil Analysis: Part 1. Physical and Mineralogical Properties, Including Statistics of Measurement and Sampling. Madison, WI: American Society of Agronomy. pp. 374-390.

CAIQ-UNB. (2023). Difratômetro de Raios X de pó (DRX). https://caiq.unb.br/equipamentos/471-difratometro-de-raios-x-de-po.

CAVALCANTE, A.L.B. & MASCARENHAS, P.V.S. (2021). Efficient approach in modeling the shear strength of unsaturated soil using soil water retention curve. Acta Geotechnica, volume 16(10), pp. 3177–3186.

CAVALCANTE, A.L.B. & ZORNBERG, J.G. (2017a). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. International Journal of Geomechanics, volume17(7), p. 04017013.

CAVALCANTE, A.L.B. & ZORNBERG, J.G. (2017B). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. II: Numerical Solutions. International Journal of Geomechanics, volume17(7), p. 04017014.

COLLARES, G.L., REINERT, D.J., REICHERT, J.M., SANTI, G.R., PAULLETO, E., LEITSKE, V.W. & PINTO, L.F.S. (2022). Retenção de Água medida pelo Método de Placas Porosas de Richards e pelo Psicrômetro de Termopar. In Anais da XIV Reunião Sul Brasileira de Ciência do Solo. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo.

COSTA, M.B.A. & CAVALCANTE, A.L.B. (2020). Novel Approach to Determine Soil Water Retention Surface. International Journal of Geomechanics, volume 20(6), p. 04020054.

DAS, B.M. (2019). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Cengage. São Paulo - SP. p. 712.

DAVALO, M.J. (2023). Curva de retenção de água no solo estimado pelo método da câmara de Richards e psicrômetro. xiii, 92 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Faculdade de Ciências Agrárias e Veterinárias de Jaboticabal.

DELLEUR, J. W. (1999). The Handbook of Groundwater Engineering. Boca Raton: CRC Press LLC. 969 p

DONALD, I.B. (1956). Shear strength measurements in unsaturated noncohesive soils with negative pore pressures. In 2nd Proc. of Australia New Zealand Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. University of Melbourne, pp. 200–204.

EMBRAPA. (2018). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. - Portal Embrapa*. https://www.embrapa.br/busca-de-publicacoes/-/publicacao/1094003/sistema-brasileiro-de-classificacao-de-solos

FERNANDES, M.M. (2016). Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. Oficina de Textos.

FETTER, C.W. Applied Hydrogeology. 4 ed. New Jersey: Prentice-Hall Inc. 2001. 691p

FEUERHARMEL, C. (2007). Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares Não Saturados da Formação Serra Geral. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

FOLK, R.L. (1980). Petrology of Sedimentary Rocks. Hemphill Publishing Company.

FREDLUND, D. & XING, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, volume 31(4), pp. 521–532.

FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, volume 15(3), pp. 313–321.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics unsaturated soils, volume 1. John Wiley &Sons, Inc., Canada.

GARDNER, W.R. (1958). Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equa tion with application to Evaporation from a Water Table. Soil Science, volume 85(4), pp. 228–232.

GARVEN, E.A. & VANAPALLI, S.K. (2006). Evaluation of Empirical Procedures for Predicting the Shear Strength of Unsaturated Soils. pp. 2570–2592.

GEE, G.W. & OR, D. (2002). Particle Size Analysis. In: Dane, J.H. and Topp, G.C., Eds., Methods of Soil Analysis, Part 4, Physical Methods, Soils Science Society of America, Book Series No. 5, Madison, 255-293.

GERSCOVICH, D.M.S. (2016). Estabilidade de Taludes (2ª edição). Oficina de Textos.

GRAECEN, E.L. (1960). Water content and soil strength. Journal of Soil Science 11(2): 313–333.

ISO 11274. (2019). Soil quality – Determination of the water-retention characteristic – Laboratory methods. Geneva: ISO.

KHALILI, N. & KHABBAZ, M.H. (1998). A unique relationship for the determination of the shear strength of unsaturated soils. Géotechnique, volume 48(5), pp. 681–687.

KLUTE, A. (1986). Methods of soil analysis. Part 1: Physical and mineralogical methods. 2nd Edition, American Society of Agronomy and Soil Science Society of America, Madison, USA.

KRUMBEIN, W.C., & SLOSS, L.L. (1951). Stratigraphy and Sedimentation. W. H. Freeman and Company.

LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1969). Soil Mechanics, volume 1. John Wiley & Sons, Inc., New York.

LEE, S., LEE, S. & KIM, Y. (2003). An approach to estimate unsaturated shear strength using artificial neural network and hyperbolic formulation. Computers and Geotechnics, volume 30(6), pp. 489–503.

LU, N., & LIKOS, W.J. (2004). Unsaturated soil mechanics. J. Wiley.

MILLER, C.J., YESILLER, N., YALDO, K. & MERAYYAN, S. (2002). Impact of Soil Type and Compaction Conditionson Soil Water Characteristic. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, volume 128(9), pp. 733–742.

MUALEM, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, 12(3), 513–522.

ORTIGÃO, J.A.R. (2007). Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, volume 1. Terratek, 3a Edição.

PINTO, C.S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas, volume 1. Oficina de Textos, São Paulo.

PETERSON, R.F.W. (1988). Interpretation of triaxial compression test results on partially saturated soils. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, American Society for Testing and Material, Philadelphi: 512–538.

POPPE, L.J., ELIASON, A.H., & HASTINGS, M.E. (2000). A visual comparison of gravel and sand grain shape, roundness, and texture. U.S. Geological Survey Open-File Report 00-045.

SADREKARIMI, A. (2014). Effect of the Mode of Shear on Static Liquefaction Analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, volume 140(12), p. 04014069.

SANTOS, B.A. (2017). Avaliação de ruptura de solos não saturados: estudo do escorregamento do Morro do Águia, Salvador, BA. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 160 p.

SHENG, D., ZHOU, A. & FREDLUND, D.G. (2011). Shear Strength Criteria for Unsaturated Soils. Geotechnical and Geological Engineering, volume 29(2), pp. 145–159.

SILVA, A.M. (2005). Banco de Dados de Curvas de Retenção de Água de Solos Brasileiros. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SOUSA, P.F. (2019). Determinação das propriedades hidráulicas de solos não saturados a partir de ensaios de infiltração utilizando tomografias de raios gama. Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 100 p.

SOUSA, P.F. (2024). Modelo Constitutivo para a Previsão da Resistência ao Cisalhamento Não Saturada Usando a Curva de Retenção de Água de Solos Uni e Multimodais. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 187 p.

TARANTINO, A. (2009). A water retention model for deformable soils. Géotechnique, volume 59(9), pp. 751–762.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, volume 1. John Wiley & Sons, Inc., New York and London.

TERZAGHI, K., PECK, R.B., & MESRI, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons.

VAN GENUCHTEN, M.T. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conduc tivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of America Journal, volume 44(5), pp. 892–898.

VANAPALLI, S.K. & FREDLUND, D.G. (2000). Comparison of Different Procedures to Predict Un saturated Soil Shear Strength. pp. 195–209.

VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E. & CLIFTON, A.W. (1996). Model for the predic tion of shear strength with respect to soil suction. Canadian Geotechnical Journal, volume 33(3), pp. 379–392.

VASQUES, G.M., DART, R.O., CINTRA, L.C. & BACA, J.F.M. (2021a). Soil Available Water Maps for Brazil at 0-5, 5-15, 15-30, 30-60, 60-100 and 100-200 cm Depth Intervals with 90 m Spatial Resolution. Version 2021. Embrapa Solos, Rio de Janeiro, Brasil.

VASQUES, G.M., COELHO, M.R., DART, R.O., CINTRA, L.C. & BACA, J.F.M. (2021b). Soil Clay, Silt and Sand Content Maps for Brazil at 0-5, 5-15, 15-30, 30-60, 60-100 and 100200 cm Depth Intervals with 90 m Spatial Resolution. Version 2021 – Technical Report. Embrapa Solos, Rio de Janeiro, Brasil.

VILAR, O.M. (2006). A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 43(10), 1088–1095.

WILLIAMS, J., PREBBLE, R., WILLIAMS, W., & HIGNETT, C. (1983). The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristic. Soil Research, 21(1), 15.

WU, S., CHUI, T.F.M., & CHEN, L. (2021). Modeling slope rainfall-infiltration-runoff process with shallow water table during complex rainfall patterns. Journal of Hydrology, 126458.

ÖBERG, A. & SÄLLFORS, G. (1997). Determination of Shear Strength Parameters of Unsaturated Silts and Sands Based on the Water Retention Curve. Geotechnical Testing Journal 20(1): 40–48.

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS

Tabela A.1 - Ensaios de sucção na amostra de areia fina.

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
Mesa de Tensão	0,85	30,39	49,34	0,66
	1,55	28,40	44,23	0,73
	2,65	27,13	40,77	0,79
	3,60	22,57	33,93	0,79
	4,65	16,88	25,37	0,79
	6,10	12,01	18,06	0,79
	7,05	9,65	14,47	0,79
	8,00	8,80	12,81	0,79
	8,95	11,71	17,04	0,79
	10,15	11,55	16,80	0,79
Papel Filtro	5,16	21,24	33,03	0,73
	5,87	20,35	32,05	0,71
	5,86	19,82	31,08	0,72
	6,01	19,43	30,49	0,72
	5,90	18,58	29,06	0,72
	5,60	17,87	27,96	0,72
	5,49	17,35	27,36	0,71
	5,87	17,29	27,34	0,70
	5,54	16,01	25,36	0,70
	5,84	14,84	23,30	0,72
	6,04	13,56	21,40	0,71
	6,22	12,36	19,43	0,71
	6,20	10,85	17,17	0,70
	6,69	9,85	15,51	0,71
	7,34	8,66	13,68	0,71
	8,87	6,05	9,53	0,71

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
	18,11	3,96	6,27	0,70
	28,58	2,88	4,54	0,71
	85,97	1,72	2,73	0,70
	1121,39	1,04	1,66	0,69

Tabela A.2 - Ensaios de sucção na amostra de areia média.

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
Mesa de Tensão	0,85	28,40	45,64	0,67
	1,55	26,40	42,08	0,68
	2,65	12,23	19,04	0,72
	3,6	7,16	11,14	0,72
	4,65	5,05	7,87	0,72
	6,1	4,24	6,60	0,72
	7,05	3,99	6,21	0,72
	8	3,95	6,16	0,72
	8,95	4,16	6,49	0,72
	10,15	4,25	6,63	0,72
Papel Filtro	4,76	20,13	31,61	0,71
	4,53	19,53	30,68	0,71
	4,69	18,11	28,48	0,71
	4,70	18,52	29,07	0,71
	4,39	18,52	29,07	0,71
	4,54	17,65	27,77	0,71
	4,28	17,06	26,82	0,71
	4,31	16,62	26,14	0,71
	4,49	15,46	24,05	0,72
	4,31	14,46	22,69	0,71

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
	4,21	13,26	20,78	0,71
	4,34	11,81	18,55	0,71
	4,63	10,69	16,83	0,70
	4,52	9,40	14,78	0,71
	4,69	8,01	12,60	0,71
	5,24	5,32	8,38	0,70
	6,76	3,09	4,87	0,70
	8,46	2,16	3,40	0,70
	21,50	1,33	2,09	0,70
	1121,39	0,44	0,69	0,70

Tabela A.3 - Ensaios de sucção na amostra de areia grossa.

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
Mesa de Tensão	0,85	10,39	16,08	0,72
	1,55	4,99	8,31	0,59
	2,65	3,87	5,76	0,78
	3,6	3,18	4,73	0,78
	4,65	2,87	4,27	0,78
	6,1	2,67	3,97	0,78
	7,05	2,76	4,11	0,78
	8	2,85	4,24	0,78
	8,95	3,20	4,76	0,78
	10,15	3,18	4,73	0,78
Papel Filtro	3,68	18,29	28,51	0,70
	3,64	18,49	28,69	0,71
	3,62	17,62	27,33	0,71
	3,84	17,69	27,44	0,70
	3,76	16,58	25,78	0,70

Método	Sucção Mátrica (kPa)	Umidade Gravimétrica (%)	Umidade Volumétrica (%)	Índice de Vazios
	3,70	16,38	25,47	0,70
	3,59	16,50	25,58	0,71
	3,58	15,92	24,69	0,71
	3,53	14,62	22,40	0,73
	3,69	12,63	19,39	0,73
	3,73	11,15	17,47	0,69
	3,80	10,74	16,56	0,72
	4,15	9,65	14,92	0,71
	3,73	8,27	12,84	0,71
	4,32	6,23	9,64	0,71
	4,15	5,07	7,88	0,70
	4,97	2,48	3,85	0,71
	5,64	1,69	2,63	0,71
	17,14	1,17	1,80	0,71
	670,59	0,44	0,69	0,70

Tabela A.4 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia fina.

Dia	Nome da Amostra	Sucção (kPa)	Umidade Gravimétrica da Amostra (%)	Tensão de cisalhamento de pico (kPa)	Tensão normal aplicada (kPa)	Tensão normal correspondente a tensão cisalhante de pico (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice após a consolidação	Índice de vazios final
03/06/2024	MAF200	20,14	0,20%	127,48	200	173,97	0,92	0,75	0,71
03/06/2024	MAF100	19,06	0,20%	76,43	100	91,03	0,90	0,73	0,67
03/06/2024	MAF06850	21,29	0,20%	40,58	50	37,38	0,88	0,77	0,74
12/06/2024	AFU200	0,00	28,93%	157,75	200	186,07	0,84	0,70	0,67
12/06/2024	AFU100	0,00	29,93%	95,59	100	93,16	0,86	0,72	0,69
12/06/2024	AFU50	0,00	30,01%	53,48	50	46,58	0,80	0,71	0,70
08/05/2024	MY AF 100 2338	5,17	20,08%	79,37	100	95,12	0,82	0,72	0,72
06/10/2024	MAF50200	4,96	20,46%	124,84	200	181,89	0,94	0,74	0,67
06/10/2024	MAF50100	4,56	21,78%	79,66	100	78,94	0,88	0,72	0,65
06/10/2024	MAF5050	4,66	21,64%	43,56	50	43,43	0,88	0,74	0,66
13/10/2024	MAF05200	9,92	1,47%	135,31	200	173,97	0,94	0,75	0,67
13/10/2024	MAF05100	10,03	1,38%	72,68	100	88,99	0,90	0,73	0,67
13/10/2024	MAF0550	10,10	1,34%	38,75	50	42,41	0,90	0,76	0,67

Tabela A.5 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia média.

Dia	Nome da Amostra	Sucção (kPa)	Umidade Gravimétrica da Amostra (%)	Tensão de cisalhamento de pico (kPa)	Tensão normal aplicada (kPa)	Tensão normal correspondente a tensão cisalhante de pico (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice após a consolidação	Índice de vazios final
23/05/2024	MY AM 200 KPA	14,43	0,10%	144,47	200	186,07	0,81	0,72	0,67
23/05/2024	MYAM100KPAA	14,50	0,10%	78,98	100	93,08	0,80	0,72	0,69
06/06/2024	AM10022	14,51	0,10%	83,45	100	91,03	1,01	0,73	0,69
28/05/2024	MY AM 50KPA	14,52	0,10%	46,50	50	49,85	0,80	0,72	0,70
11/06/2024	AMU200	0,00	28,97%	133,40	200	186,07	0,89	0,72	0,68
12/06/2024	AMU100	0,00	29,61%	80,13	100	74,00	0,88	0,76	0,69
12/06/2024	AMU50	0,00	29,87%	49,48	50	47,69	0,80	0,69	0,68
08/05/2024	MY AM 100 2351	3,79	19,66%	83,84	100	97,25	0,83	0,69	0,71
05/10/2024	MAM50200	3,53	20,50%	132,89	200	182,06	0,90	0,72	0,67
05/10/2024	MAM50100	3,16	21,93%	66,98	100	84,99	0,86	0,71	0,65
05/10/2024	MAM5050	3,27	21,85%	37,94	50	45,47	0,82	0,72	0,67
10/10/2024	MAM10200	7,08	3,03%	122,45	200	177,98	0,92	0,74	0,67
10/10/2024	MAM10100	6,95	3,34%	61,48	100	92,91	0,86	0,75	0,69
13/10/2024	MAM05200	8,45	1,37%	100,87	200	181,98	0,90	0,74	0,69
13/10/2024	MAM05100	8,46	1,37%	64,51	100	99,07	0,88	0,74	0,69

Dia	Nome da Amostra	Sucção (kPa)	Umidade Gravimétrica da Amostra (%)	Tensão de cisalhamento de pico (kPa)	Tensão normal aplicada (kPa)	Tensão normal correspondente a tensão cisalhante de pico (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice após a consolidação	Índice de vazios final
13/10/2024	MAM0550	8,46	1,36%	34,08	50	44,41	0,84	0,74	0,68

Tabela A.6 - Ensaio de cisalhamento direto nas amostras de areia grossa.

Dia	Nome da Amostra	Sucção (kPa)	Umidade Gravimétrica da Amostra (%)	Tensão de cisalhamento de pico (kPa)	Tensão normal aplicada (kPa)	Tensão normal correspondente a tensão cisalhante de pico (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice após a consolidação	Índice de vazios final
04/06/2024	MAG200	6,72	0,13%	161,50	200	153,96	0,87	0,74	0,72
24/01/2024	GROSSA 200	6,72	0,13%	143,36	200	186,15	0,85	0,70	0,72
04/06/2024	MAG100	6,71	0,13%	87,20	100	95,12	0,79	0,70	0,70
04/06/2024	MAG50	6,71	0,13%	46,96	50	45,56	0,82	0,72	0,70
11/06/2024	AGU200	3,09	23,27%	161,03	200	170,14	0,87	0,75	0,73
11/06/2024	AGU100	3,13	22,39%	90,18	100	91,03	0,87	0,71	0,70
11/06/2024	AGU50	2,93	24,74%	53,31	50	46,58	0,85	0,73	0,74

Dia	Nome da Amostra	Sucção (kPa)	Umidade Gravimétrica da Amostra (%)	Tensão de cisalhamento de pico (kPa)	Tensão normal aplicada (kPa)	Tensão normal correspondente a tensão cisalhante de pico (kPa)	Índice de vazios de moldagem	Índice após a consolidação	Índice de vazios final
07/05/2024	MY AG 100 24	3,77	13,83%	95,33	100	93,25	0,87	0,70	0,76
13/10/2024	MAG05200	5,09	1,52%	140,25	200	173,89	0,90	0,74	0,67
13/10/2024	MAG05100	5,11	1,46%	78,17	100	86,94	0,88	0,74	0,66
13/10/2024	MAG0550	5,08	1,53%	37,30	50	38,49	0,84	0,74	0,67