PATRÍCIA DEL GAUDIO ORLANDO

**Avaliação experimental da interação solo coesivo-fita polimérica
sob condições de teor de umidade variáveis**

**São Paulo
2015**

PATRÍCIA DEL GAUDIO ORLANDO

**Avaliação experimental da interação solo coesivo-fita polimérica
sob condições de teor de umidade variáveis**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Orientador:
Prof. Dr. Fernando A. M. Marinho

**São Paulo
2015**

PATRÍCIA DEL GAUDIO ORLANDO

**Avaliação experimental da interação solo coesivo-fita polimérica
sob condições de teor de umidade variáveis**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Fernando A. M. Marinho

**São Paulo
2015**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 10 de abril de 2015

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

Catálogo-na-publicação

ORLANDO, PATRÍCIA DEL GAUDIO

Avaliação experimental da interação solo coesivo-fita polimérica sob condições de teor de umidade variáveis / P. D. G. ORLANDO -- versão corr. -- São Paulo, 2015.

213 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Solo reforçado 2.Geossintéticos 3.Solos coesivos
4.Resistência de interface 5.Condição não saturada I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico esta dissertação aos meus pais e avós, pelo constante incentivo e apoio aos meus estudos.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de registrar meus sinceros agradecimentos ao meu orientador, professor e amigo Dr. Fernando A. M. Marinho, cujos ensinamentos foram fundamentais para a minha formação profissional e acadêmica. Agradeço por sua sábia orientação, disponibilidade para discussões, paciência, amplo incentivo e colaboração. Obrigada pela confiança em mim depositada ao assumir esta orientação e pela agradável convivência ao longo da minha graduação e pós-graduação.

Ao Prof. Dr. Orêncio Monje Vilar, por me receber e disponibilizar as instalações e os equipamentos do Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP) para a realização dos ensaios de arrancamento. Agradeço, também, pela sua ajuda, sugestões e discussões em torno dos ensaios experimentais.

Ao Prof. Dr. Maurício Abramento e o Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira pela revisão deste trabalho e pelas suas sugestões e contribuições que certamente enriqueceram este trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP (EP-USP), Joaquim Costa Jr. e Antônio Carlos Heitzmann, e do Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP, Clever Valentim, Walter A. Costa Jr. e Manoel Izidoro Neto, pela ajuda prestada durante a etapa experimental desta pesquisa.

À Maccaferri do Brasil Ltda. pelo fornecimento das fitas poliméricas e às empresas onde trabalhei durante a minha pós-graduação, a Planservi Engenharia Ltda. e o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Obrigada pelo incentivo e compreensão para o desenvolvimento das atividades ligadas ao meu mestrado.

A todos os professores do programa de pós graduação da EP-USP, cujas críticas, lições profissionais e ensinamentos transmitidos foram imprescindíveis para a ampliação do meu conhecimento na área geotécnica.

À minha família e amigos, não somente pelo intenso apoio, carinho, paciência e compreensão nos momentos de ausência, mas também pela ajuda e consolo nos momentos difíceis, pelas discussões técnicas, compartilhamento dos conhecimentos adquiridos e, principalmente, pelo incentivo para a conclusão desta dissertação.

A todos vocês, muitíssimo obrigada!

“A mudança é uma tarefa árdua e, no meio, tudo parece um fracasso. Mas se desistir quando os problemas se acumulam e os recursos, energia e tempo começam a escassear, então será mesmo um fracasso. Se persistir será um sucesso.”

Rosabeth Moss Kanter

RESUMO

Em geral, as recomendações normativas sugerem a utilização de materiais granulares para a construção de estruturas em solo reforçado, principalmente devido à sua elevada resistência ao cisalhamento e boa capacidade de drenagem. No entanto, nem sempre há disponibilidade deste tipo de material no entorno das obras, tornando o uso dos solos finos imperativo para a viabilização desta solução. No Brasil, solos residuais finos são encontrados em abundância e, muitas vezes, apresentam excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Contudo, o seu uso pode induzir poro-pressões indesejáveis durante a construção ou cisalhamento do aterro reforçado. Por outro lado, as elevadas sucções matriciais que podem persistir em seu interior geram um aumento na estabilidade dos maciços reforçados. Neste contexto, este trabalho apresenta os resultados experimentais e discute o efeito da variação climática (umedecimento e secagem) na resistência de interface solo coesivo-fita polimérica de uma estrutura de contenção em solo reforçado. Os ensaios foram realizados com amostras compactadas de um solo residual de gnaiss típico da cidade de São Paulo e uma fita polimérica de alta aderência. Os corpos de prova foram submetidos a ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento sob três diferentes níveis de tensão normal e de sucção, além da condição inundada. Ensaios triaxiais saturados (CU) e não saturados (CW) foram realizados para a determinação da envoltória de resistência tridimensional do solo, avaliação da eficiência da interação solo-reforço e para a verificação do comportamento da água intersticial durante o cisalhamento. Os resultados indicam que o solo coesivo em questão apresenta excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento, elevada capacidade de se manter sob pressões negativas da água intersticial e uma eficiente interação com as fitas poliméricas, o que possibilitaria a execução de estruturas estáveis quanto ao arrancamento dos reforços. Além disso, sugerem um crescimento não linear da máxima resistência de interface com o aumento da sucção matricial do solo e uma tendência de redução dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*) com o umedecimento das amostras. Porém, mostraram que a sucção matricial exerce pouca influência na resistência residual da interface solo reforço.

Palavras-Chave: solo reforçado, geossintéticos, solos coesivos, resistência de interface, condição não saturada.

ABSTRACT

Current specifications for reinforced soil structures generally require the use of granular backfill due to their high strength, well drainage capacity and low volume change potential. However, in cases where granular fills are not easily and readily available, poorly draining soils should be used to enable the implementation of a mechanically stabilized earth wall (MSEW). In Brazil, the fine-grained residual soils that cover large areas of its territory frequently present high shear strengths and low compressibility. However, the use of cohesive soils can cause unwanted effects in structure stability due to the water content variations of the backfill soil, and the potential development of pore-water pressures or loss of strength. On the other hand, matric suctions may increase the soil-geosynthetic interface shear strength. In this context, this study presents the experimental results and discusses the effects of seasonal climatic variations (wetting and drying) on shear strength of soil-geosynthetic straps interfaces under unsaturated conditions. For the laboratory investigation, a compacted residual soil of gneiss composed of 80% silty sand passed through a 0.075mm sieve, sourced from São Paulo city, and a high-tenacity polyester strap were used. Direct shear and pullout tests were conducted with three different net normal stresses and levels of matric suction, besides the inundated condition. Triaxial tests under saturated (CU) and unsaturated (CW) conditions with suction measurement using a high capacity tensiometer were performed in order to evaluate the shear strength parameters of the unsaturated soil, the interface efficiency of the soil-geosynthetic strap and the pore water pressure variations during shear. The results indicate that the cohesive soil used in this study has excellent shear strength parameters, a high capacity to maintain negative pore water pressures and presents an efficient interaction with the geosynthetics straps, which would allow the implementation of a stable MSEW for failure by pullout. Furthermore they reveal that the peak shear strength of the soil-geosynthetic strap interface increases nonlinearly with the soil suction, while the apparent friction factor (f^*) decreases with the increase in molding moisture contents. On the other hand, the effect of suction on the post-peak shear strength of the interface was negligible.

Keywords: reinforced soil structures, geosynthetic strap, cohesive soil, interface shear strength, unsaturated conditions.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1. Esquema de um maciço em terra armada (modificado de REIFFSTECK, 2008).	37
Figura 2.2. Armaduras metálicas usadas em contenções do tipo terra armada.	38
Figura 2.3. Fitas poliméricas usadas em sistemas de contenção tipo terra armada.	38
Figura 2.4. Princípio básico do comportamento do solo reforçado (modificado de FÉLIX, 1991).	45
Figura 2.5. Resultados dos ensaios triaxiais realizados com areias de Fontainebleau, armada e não armada, e com σ_3 constante (SCHLOSSER, 1972).	46
Figura 2.6. Mecanismos para análise da estabilidade externa: a) deslizamento; b) tombamento; c) capacidade de carga do solo de fundação e d) ruptura global.	47
Figura 2.7. Estabilidade interna: a) ruptura dos reforços; b) arrancamento dos reforços; c) desprendimento da face e d) instabilidade local (modificado de EHRLICH, 2009).	48
Figura 2.8. Ponto de atuação de $T_{\text{máx}}$ nos reforços e definição das zonas ativa e passiva em um muro reforçado (modificado de BERG et al., 2009).	49
Figura 2.9. Coeficiente de atrito aparente solo armadura nervurada (NBR-9286, 1986).	52
Figura 2.10. Esquema ilustrativo dos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento (adaptado de TEIXEIRA, 2003).	53
Figura 2.11. Mecanismos de ruptura em um solo reforçado (modificado de PALMEIRA & MILLIGAN, 1989).	55
Figura 2.12. Relação entre a tensão cisalhante e normal vs. deslocamento nos ensaios de arrancamento para diferentes rugosidades da parede frontal do equipamento (PALMEIRA & MILLIGAN, 1989).	59
Figura 2.13. Efeito do comprimento da luva no ensaio de arrancamento (FARRAG et al., 1993).	60
Figura 2.14. Efeito da espessura do solo nos resultados dos ensaios de arrancamento (FARRAG et al., 1993).	62

Figura 2.15. Comparação das tensões de arrancamento obtidas através de equipamento de grande e pequeno porte (KAKUDA, 2005).....	64
Figura 2.16. Curva de retenção de água típica de um silte (FREDLUND & XING, 1994).	68
Figura 2.17. Curvas de retenção de água do solo compactado estaticamente no ramo úmido, obtidas por secagem e umedecimento (OLIVEIRA, 2004).....	69
Figura 2.18. Forma da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005).	70
Figura 2.19. Curvas de retenção de água determinadas utilizando-se corpos de prova compactados no ramo seco, no teor de umidade ótimo e ramo úmido (OLIVEIRA, 2004).....	71
Figura 2.20. Envoltória de resistência tridimensional para solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	74
Figura 2.21. Projeção horizontal da envoltória de ruptura no plano $\tau \times (u_w - u_a)$ e no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).	74
Figura 2.22. a) Curva de retenção de água típica. b) Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado (VANAPALLI et al., 1996).....	76
Figura 2.23. Variação da resistência ao arrancamento com a tensão normal (PEREIRA, 2010).....	77
Figura 2.24. Variação do coeficiente de atrito aparente solo – fita polimérica com a tensão vertical: (a) Solo PR, (b) Solo SW e (c) Solo M (LO, 1998).....	78
Figura 2.25. Influência da tensão normal e da sucção na máxima força de arrancamento (PEREIRA, 2010).....	80
Figura 2.26. Envoltórias de resistência antes e após o umedecimento (CHEN & WU, 2012).....	81
Figura 2.27. Envoltórias de ruptura no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ (KHOURY et al., 2011). ...	82
Figura 2.28. Envoltória de resistência para a interface solo-geotêxtil (KHOURY et al., 2011).....	82

Figura 3.1. Talude de onde foram retiradas as amostras de solo utilizadas no programa experimental.....	85
Figura 3.2. Curvas de distribuição granulométrica do solo armazenado nas três caixas de estocagem.....	87
Figura 3.3. Classificação do solo na carta de plasticidade de Casagrande.	88
Figura 3.4. Curva de compactação do solo.....	89
Figura 3.5. Geossintético utilizado na pesquisa.	89
Figura 3.6. Curvas força vs. deformação das fitas poliméricas (MACCAFERRI, 2009).	90
Figura 3.7. Trajetórias de umidade impostas aos corpos de prova e definição dos três pontos de estudo “S”, “O” e “U”.	91
Figura 3.8. Esquema da placa de sucção existente no Laboratório de Mecânica dos Solos da POLI.	94
Figura 3.9. Esquema da placa de pressão presente no Laboratório de Mecânica dos Solos da USP.....	96
Figura 3.10. Representação esquemática do tensiômetro de alta capacidade (MARINHO et al., 2008)	101
Figura 3.11. Equipamento utilizado para realização dos ensaios triaxiais com carregamento controlado.	102
Figura 3.12. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	105
Figura 3.13. Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.	106
Figura 3.14. Caixa de arrancamento utilizada no programa experimental.	108
Figura 3.15. Sistema de aplicação da força de arrancamento.	109
Figura 3.16. Sistema de aplicação da tensão vertical.	110
Figura 3.17. Seção transversal da caixa de ensaios.	110
Figura 3.18. Instrumentação utilizada nos ensaios de arrancamento.	111
Figura 3.19. Revestimento da caixa de ensaios com a chapa de teflon.....	112

Figura 3.20. Instalação do geossintético e da célula de tensão total.....	113
Figura 3.21. Instalação do tensiômetro.....	114
Figura 4.1. Relações entre o índice de vazios, grau de saturação, teor de umidade e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente nos pontos de estudo.	116
Figura 4.2. Variação da sucção durante o ensaio triaxial CW não saturado no corpo de prova O50.	120
Figura 4.3. Ensaio CW para a condição “S” de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w) \times \varepsilon$, (d) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$	121
Figura 4.4. Ensaio CW para a condição “O” de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w) \times \varepsilon$, (d) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$	121
Figura 4.5. Ensaio CW para a condição “U” de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w) \times \varepsilon$, (d) $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$	122
Figura 4.6. Desenvolvimento da sucção ao longo do cisalhamento dos corpos de prova.....	122
Figura 4.7. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição “S” de moldagem.	125
Figura 4.8. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição “O” de moldagem.	125
Figura 4.9. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição “U” de moldagem.	126
Figura 4.10. Desenvolvimento das poro-pressões ao longo do cisalhamento dos corpos de prova.	127
Figura 4.11. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição “S” de moldagem.....	129
Figura 4.12. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição “O” de moldagem.	129
Figura 4.13. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição “U” de moldagem.....	130

Figura 4.14. Influência da tensão normal e do teor de umidade no valor da máxima tensão cisalhante.	132
Figura 4.15. Influência da tensão normal e do teor de umidade no valor da tensão cisalhante residual.....	133
Figura 4.16. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas na condição “O” de moldagem e inundadas.	135
Figura 4.17. Variação da sucção durante o ensaio de arrancamento do corpo de prova S200.....	137
Figura 4.18. Calibração da célula de tensão total.	138
Figura 4.19. Variações da tensão normal em função dos deslocamentos do reforço durante o ensaio de arrancamento – condição “O” de moldagem.....	139
Figura 4.20. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição “S” de moldagem.	140
Figura 4.21. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição “O” de moldagem.	141
Figura 4.22. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição “U” de moldagem.	141
Figura 4.23. Influência da tensão normal e da sucção no valor da máxima tensão de arrancamento.	143
Figura 4.24. Influência da tensão normal e da sucção no valor da tensão de arrancamento residual.....	144
Figura 5.1. Variação da sucção após aplicação da pressão confinante nos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CW não saturados.....	148
Figura 5.2. Sucção após aplicação da pressão confinante e na ruptura dos corpos de prova.	149
Figura 5.3. Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CW não saturados realizados com tensão confinante líquida de 50kPa, 100kPa e 200kPa para as três condições de moldagem.....	150

Figura 5.4. Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com tensão confinante líquida de 50kPa, 100kPa e 200kPa para as três condições de moldagem.	151
Figura 5.5. Envoltória planar de resistência definida considerando-se os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ ou das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \epsilon$ (critérios I ou III de ruptura).	154
Figura 5.6. Envoltória planar de resistência definida considerando-se os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \epsilon$ (critério II de ruptura).	154
Figura 5.7. Resultados dos ensaios triaxiais CW realizados com os corpos de prova compactados na condição (a) “S” e (b) “O” de moldagem.	156
Figura 5.8. Círculos de Mohr e interceptos de coesão para os ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50kPa, (b) 100kPa e (c) 200kPa.	157
Figura 5.9. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição “S” de moldagem (critério I de ruptura).	159
Figura 5.10. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição “O” de moldagem (critério I de ruptura).	159
Figura 5.11. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição “U” de moldagem (critério I de ruptura).	160
Figura 5.12. Superfície planar de ruptura obtida a partir dos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ dos ensaios triaxiais saturados e não saturados, correspondentes às condições S, O e U de moldagem.	161
Figura 5.13. Envoltórias de resistência de pico da interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	163
Figura 5.14. Envoltória de resistência residual de interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.	165
Figura 5.15. Comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos de f^* obtidos a partir das recomendações da NBR9286 (1986) e da FHWA (2009).	167
Figura 5.16. Efeito da variação da velocidade de ensaio nos deslocamentos e na máxima tensão de arrancamento.	171

Figura 5.17. Efeito da variação da velocidade de ensaio na sucção do solo ao longo do arrancamento.	172
Figura 5.18. Variação da sucção após aplicação da tensão normal nos ensaios de arrancamento.	173
Figura 5.19. Relação entre o grau de saturação e a sucção matricial registrada pelos tensiômetros no início dos ensaios triaxiais e de arrancamento.	174
Figura 5.20. Projeção horizontal da envoltória de resistência de pico da interface solo-fita polimérica no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ e no plano $\tau \times (u_a - u_w)$	177
Figura 5.21. Envoltória tridimensional de resistência definida considerando-se as máximas tensões de arrancamento.	179
Figura 5.22. Envoltórias de resistência residual de interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios.	180
Figura 5.23. Comparação entre os valores teóricos e experimentais dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.	181
Figura 5.24. Comparação entre as envoltórias de resistência de interface solo-fita polimérica no plano $\tau \times (\sigma_n - u_a)$ obtidas a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto.	183
Figura 5.25. Comparação entre os coeficientes de atrito aparente (f^*) obtidos a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto.	185
Figura 5.26. Influência da sucção matricial na adesão da interface solo-reforço (a) e na coesão aparente do solo (c).	188
Figura 5.27. Influência da sucção matricial no ângulo de atrito de interface solo-reforço (δ') e no ângulo de atrito interno do solo (ϕ').	189

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Limites granulométricos para seleção do material de aterro (modificada de FHWA, 2009).....	40
Tabela 2.2. Critério mecânico para a seleção do material de aterro - armaduras lisas (NBR-9286 / 86).	41
Tabela 2.3. Critério mecânico para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas (modificada de NBR-9286, 1986).	42
Tabela 2.4. Características de alguns equipamentos de ensaio de arrancamento projetados (adaptado e ampliado de TEIXEIRA, 2003).....	57
Tabela 2.5. Resultados dos ensaios de arrancamento (ESMALI et al., 2014).	83
Tabela 3.1. Resultado dos ensaios de caracterização do solo.....	88
Tabela 3.2. Condições iniciais de moldagem dos pontos de estudo (S, O e U).	92
Tabela 3.3. Tempo de equilíbrio para medição de sucção total (MARINHO, 1997). .	98
Tabela 4.1. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CW não saturados realizados com carregamento controlado.....	118
Tabela 4.2. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CU saturados realizados com carregamento controlado.	124
Tabela 4.3. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto saturados e não saturados.....	128
Tabela 4.4. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de arrancamento não saturados.	136
Tabela 5.1. Sucções registradas pelo TAC nos ensaios triaxiais CW não saturados.	147
Tabela 5.2. Resultados dos ensaios triaxiais CW utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ ou da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$	153
Tabela 5.3. Resultados dos ensaios triaxiais CW utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$	153
Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.	155

Tabela 5.5. Resultados dos ensaios triaxiais CU utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$	158
Tabela 5.6. Resultados dos ensaios triaxiais CU utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_3 \times \varepsilon$	158
Tabela 5.7. Equações de resistência ao cisalhamento obtidas a partir dos ensaios triaxiais saturados.	160
Tabela 5.8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir da interpretação integrada dos ensaios saturados e não saturados.....	162
Tabela 5.9. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.	162
Tabela 5.10. Parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento.....	164
Tabela 5.11. Coeficientes de interação obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento realizados nas condições saturadas e não saturadas.	166
Tabela 5.12. Variação da sucção nos ensaios de arrancamento.	173
Tabela 5.13. Parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.....	177
Tabela 5.14. Coeficientes de interação obtidos a partir dos ensaios de arrancamento realizados na condição não saturada.	180
Tabela 5.15. Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.	184
Tabela 5.16. Comparação entre os resultados dos ensaios de arrancamento e triaxiais.....	187

SUMÁRIO

1. Introdução	31
1.1. Justificativa.....	33
1.2. Objetivos	34
1.3. Organização da dissertação.....	35
2. Revisão da literatura	37
2.1. Terra Armada – Conceitos Básicos.....	37
2.1.1. Constituição dos maciços	37
2.1.2. Aplicações, vantagens e limitações da técnica.....	43
2.1.3. Princípio de funcionamento	44
2.2. Dimensionamento e considerações de projeto	46
2.2.1. Análise da estabilidade externa do maciço reforçado.....	46
2.2.2. Análise da estabilidade interna	47
2.3. Ensaio para avaliação da interação solo-reforço.....	53
2.3.1. Preâmbulo	53
2.3.2. Ensaio de arrancamento.....	56
2.3.3. Efeitos das condições de contorno nos ensaios de arrancamento	58
2.3.4. Discussão sobre os ensaios de arrancamento em laboratório	62
2.4. A água no interior dos solos não saturados	65
2.4.1. Sucção no solo	66
2.4.2. Curva de retenção de água	66
2.4.3. Considerações sobre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados	72
2.5. Interação solo-reforço	77
2.5.1. Efeito da variação da tensão confinante	77

2.5.2.	Efeito do umedecimento e secagem	79
3.	Materiais e métodos	85
3.1.	Solo utilizado no programa experimental.....	85
3.1.1.	Local de amostragem.....	85
3.1.2.	Retirada da amostra e armazenamento	86
3.1.3.	Ensaio de caracterização	86
3.1.4.	Curva de compactação	88
3.2.	Geossintético utilizado no programa experimental	89
3.3.	Definição dos pontos de estudo.....	90
3.4.	Curvas de retenção de água no solo	93
3.4.1.	Placa de Sucção	93
3.4.2.	Placa de Pressão	95
3.4.3.	Papel Filtro	97
3.5.	Ensaio de compressão triaxial	100
3.5.1.	Moldagem dos corpos de prova	100
3.5.2.	Célula de cisalhamento	101
3.5.3.	Procedimentos de ensaio.....	102
3.6.	Ensaio de cisalhamento direto	104
3.6.1.	Moldagem dos corpos de prova	104
3.6.2.	Equipamento de ensaio	105
3.6.3.	Procedimentos de ensaio.....	106
3.7.	Ensaio de arrancamento.....	107
3.7.1.	Caixa de arrancamento	107
3.7.2.	Sistema de aplicação da força de arrancamento e da sobrecarga	109
3.7.3.	Instrumentação	110
3.7.4.	Procedimentos de ensaio.....	111

4.	Resultados	115
4.1.	Curvas de retenção de água	115
4.2.	Ensaio de compressão triaxial não saturados	118
4.2.1.	Dados de moldagem dos corpos de prova	118
4.2.2.	Variação da sucção ao longo do ensaio	118
4.2.3.	Curvas tensão-deformação e sucção-deformação	120
4.3.	Ensaio de compressão triaxial saturados	124
4.3.1.	Dados de moldagem dos corpos de prova	124
4.3.2.	Curvas tensão-deformação e variação da poro pressão-deformação	124
4.4.	Ensaio de cisalhamento direto	128
4.4.1.	Dados de moldagem dos corpos de prova	128
4.4.2.	Curvas tensão cisalhante e deformação axial <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	128
4.5.	Ensaio de arrancamento	135
4.5.1.	Dados de moldagem dos corpos de prova	135
4.5.2.	Variação da sucção ao longo do ensaio	136
4.5.3.	Calibração da célula de tensão total.....	137
4.5.4.	Curvas tensão normal <i>versus</i> deslocamento horizontal	138
4.5.5.	Curvas tensão de arrancamento e sucção <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	140
5.	Discussões.....	147
5.1.	Ensaio de compressão triaxial.....	147
5.1.1.	Aspectos relacionados à sucção nos corpos de prova	147
5.1.2.	Análise das trajetórias de tensões	149
5.1.3.	Envoltória de resistência.....	152
5.2.	Ensaio de cisalhamento direto	163
5.2.1.	Parâmetros de resistência da interface solo- fita polimérica.....	163

5.2.2.	Análise dos coeficientes de interação solo-fita polimérica	165
5.3.	Ensaio de arrancamento	170
5.3.1.	Influência da velocidade de ensaio	170
5.3.2.	Aspectos relacionados à sucção nos corpos de prova	172
5.3.3.	Parâmetros de resistência da interface solo- fita polimérica	176
5.3.4.	Análise dos coeficientes de interação solo-fita polimérica	180
5.4.	Comparação dos resultados	183
6.	Conclusões	191
6.1.	Aspectos relacionados ao solo e à sua resistência ao cisalhamento	191
6.2.	Aspectos relacionados à resistência de interface solo-reforço	192
7.	Referências bibliográficas	195
Anexo A		201
Anexo B		207

1. INTRODUÇÃO

Obras geotécnicas de contenção que utilizam a técnica de reforço do solo são obras civis construídas com a finalidade de suportar empuxos de terra, provendo a estabilidade contra a ruptura de maciços. Consistem, basicamente, em um procedimento construtivo que busca melhorar as características mecânicas dos solos de aterros pela inclusão de elementos resistentes à tração no maciço.

Sabe-se que os solos, desde que adequadamente compactados, em geral, possuem elevada resistência à compressão e ao cisalhamento, porém, baixa ou nula resistência aos esforços de tração. Contudo, a associação do solo com reforços resistentes à tração resulta em um material com características de resistência e deformabilidade aprimoradas.

Esta técnica de reforço é utilizada na engenharia desde a antiguidade, quando civilizações associavam elementos fibrosos, como galhos, bambus e palha aos solos. Porém, o desenvolvimento moderno do conceito estrutural de solo reforçado surgiu somente no início dos anos 60, com o engenheiro-arquiteto francês Henri Vidal, que patenteou uma técnica de reforço de solos denominada Terra Armada (VIDAL, 1966). Hoje, esta técnica já é de domínio público no Brasil, sendo normalizada pela NBR- 9286 “Terra Armada” da ABNT.

Trata-se da execução de uma estrutura de contenção formada pela associação de um material de aterro, armaduras metálicas ou poliméricas dispostas em planos horizontais e por um paramento frontal em placas de concreto fixado aos reforços, destinado a limitar o aterro.

O sistema mostrou-se uma excelente alternativa técnica e econômica aos muros de arrimo “tradicionais” em concreto e, até os tempos atuais, tem dominado as soluções para contenções de aterros de encontros de pontes e viadutos, criação de plataformas para implantação de novas vias em trechos rodoviários e ferroviários, muros para nivelamento de terrenos urbanos, entre outros. A possibilidade de execução de paramentos frontais verticais esteticamente agradáveis e integrados ao ambiente, a tolerância a recalques de fundações, a simplicidade construtiva, o custo competitivo e o tempo de execução reduzido são algumas características destes solos reforçados.

Devido a estas vantagens, no início da década de 1970, os sistemas de solos reforçados com inclusões metálicas já estavam difundidos pelo mundo. Porém, segundo Ehrlich (2009), com o rápido desenvolvimento da indústria petroquímica começaram a surgir, a partir da década de 1980, vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração capazes de reforçar solos.

No caso específico das Terras Armadas, as inclusões poliméricas, devido à sua elevada durabilidade, custo competitivo e facilidade executiva em relação às soluções tradicionais existentes, passaram a substituir as fitas metálicas principalmente em ambientes mais agressivos (ABDELOUHAB, 2010).

Em geral, as recomendações normativas nacionais e internacionais sugerem a utilização de materiais granulares para a construção dos aterros reforçados principalmente devido à sua elevada resistência ao cisalhamento e boa capacidade de drenagem, o que permite a rápida dissipação das poro-pressões na água desenvolvidas durante a fase construtiva e ao longo da vida útil da obra.

Contudo, nem sempre há disponibilidade de jazidas com materiais competentes no entorno das obras. Dessa forma, estudar a possibilidade do uso de solos de granulometria fina, denominados solos não convencionais, para a confecção do terrapleno reforçado constitui um grande atrativo sob o ponto de vista econômico, uma vez que a exploração de jazidas naturais, extração e transporte de materiais apropriados podem aumentar o custo total da obra.

Entretanto, por apresentarem baixa capacidade de drenagem, estes solos possibilitam o desenvolvimento de pressões neutras construtivas ou por cisalhamento no interior do maciço reforçado e, conseqüentemente, podem gerar uma diminuição da resistência ao arrancamento do reforço.

Por outro lado, muitos destes solos apresentam elevado valor de sucção quando compactados, o que pode gerar um incremento na resistência ao cisalhamento do solo e da interface solo-reforço, aumentando a estabilidade dos maciços reforçados. Embora deva-se ter em mente a natureza sazonal da sucção.

Nesse contexto, conhecer e avaliar a interação solo-fita polimérica de estruturas de solos reforçados sob diferentes condições de umidade é de grande interesse para o desenvolvimento de critérios mais realistas acerca do comportamento de estruturas

compostas por solos não convencionais, e podem gerar informações para futuras considerações em projetos.

1.1. JUSTIFICATIVA

Como o funcionamento do maciço em terra armada baseia-se principalmente na existência de atrito entre o material de aterro e as armaduras, tradicionalmente, estas estruturas de contenção são executadas com solos granulares com alta capacidade de drenagem e resistência ao cisalhamento.

Normalmente as especificações técnicas recomendam o uso de solos granulares para este tipo de estrutura, com limites máximos toleráveis para o teor de finos e índice de plasticidade e limites mínimos aceitáveis para o ângulo de atrito interno.

Os solos finos siltosos ou argilosos são evitados devido à sua baixa resistência friccional e pequena capacidade de drenagem, o que dificulta a rápida dissipação das poro-pressões da água no maciço, podendo resultar em uma redução da resistência ao cisalhamento do solo, aumento das movimentações pós construtivas da estrutura e, conseqüentemente, na redução da sua segurança.

No entanto, o benefício econômico das estruturas em terra armada fica limitado nos casos onde há escassez de material granular de boa qualidade próximo ao local da obra. As grandes distâncias de transporte de solos arenosos competentes podem tornar a solução em solo reforçado onerosa. Nestas situações, a utilização de solos não convencionais disponíveis nas imediações da obra pode ser imperativa para a viabilização do projeto. Patias (2005) destaca que solos com granulometria fina, além de serem encontrados em abundância em vastas áreas do território brasileiro, muitas vezes, apresentam excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), característica que permite a execução de estruturas de solo reforçado estáveis.

Outro fator importante relacionado aos solos finos refere-se ao elevado teor de umidade que pode persistir no interior dos aterros reforçados. Os ciclos de umedecimento e secagem aos quais estas estruturas são submetidas fazem com que ocorra a redução ou o aumento da sucção no solo. Nestas condições, as pressões na água passam a ter forte influência na resistência ao arrancamento dos reforços.

Dados disponíveis na literatura sobre solos finos provenientes de regiões de clima tropical reforçados com fitas poliméricas são bastante limitados. Pesquisas realizadas pela autora indicam que, até o presente momento, este assunto foi estudado apenas por Maparagem (2011). A maioria das pesquisas desenvolvidas para a análise da interação solo-fita polimérica são baseadas no emprego de solos grossos na região reforçada (LO, 1998; LO, 2003; MACCAFERRI, 2009; ABDELOUHAB, 2010).

Dessa forma, este trabalho pretende contribuir para a avaliação, aumento do nível de conhecimento e difusão das potencialidades do uso das fitas poliméricas e dos solos não convencionais em estruturas de solos reforçados tipo terra armada e para a ampliação do banco de dados relativo à resistência de interface solo-inclusão frente a diferentes teores de umidades.

Os resultados desta pesquisa terão aplicação prática no âmbito da engenharia geotécnica brasileira, pois visam à elaboração de projetos mais econômicos e seguros.

1.2. OBJETIVOS

Além do objetivo geral de discutir e difundir as potencialidades do uso das fitas poliméricas e dos solos não convencionais em estruturas de solos reforçados, o presente trabalho tem como objetivo específico estudar o efeito do umedecimento e da secagem na interação solo coesivo - fita polimérica de uma estrutura de contenção do tipo terra armada.

Para tanto, utilizando-se ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, pretende-se realizar uma ampla análise paramétrica de cunho experimental, variando-se as condições de umidade e as tensões verticais atuantes nos reforços, com intuito de contribuir para o melhor entendimento da influência destes elementos na interação solo-reforço.

Nesta perspectiva, a investigação contempla os seguintes tópicos:

- a) Avaliar a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss não saturado;
- b) Avaliar a influência dos diferentes teores de umidade e tensões confinantes na resistência ao cisalhamento do solo e da interface solo-reforço e na resistência ao arrancamento das fitas poliméricas;

- c) Analisar as variações das poro-pressões da água nos corpos de prova durante os ensaios e a capacidade do solo em manter a condição não saturada;
- d) Avaliar a influência do umedecimento e da secagem nos deslocamentos da fita durante o arrancamento;
- e) Comparar os resultados dos ensaios com os valores teóricos do coeficiente de atrito aparente sugeridos por norma;
- f) Comparar as envoltórias de resistência de interface solo-reforço e os coeficientes de atrito obtidos a partir dos ensaios de arrancamento e cisalhamento direto;
- g) Comparar as envoltórias de resistência do solo reforçado e não reforçado;
- h) Discutir a eficiência dos solos não convencionais quando utilizados como materiais de aterro em terras armadas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos.

No Capítulo 2 encontra-se uma revisão dos aspectos teóricos necessários para a compreensão do comportamento das terras armadas, do mecanismo de interação solo-reforço e dos solos não saturados. Inclui-se nesta revisão uma exposição sobre a constituição e funcionamento dos maciços reforçados, critérios de dimensionamento, parâmetros e ensaios utilizados para avaliação da resistência de interface solo-reforço, além de uma breve revisão sobre o comportamento de retenção de água e da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados.

No Capítulo 3 apresentam-se os materiais, equipamentos e os tipos de ensaios realizados nesta pesquisa. São descritos os princípios de funcionamento e os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios experimentais, bem como apresentados os resultados dos ensaios de caracterização do solo e dos ensaios que conduziram a definição das três condições de moldagem estudadas neste trabalho.

Os resultados das curvas de retenção de água, dos ensaios triaxiais, de cisalhamento direto e de arrancamento realizados com amostras nas condições saturadas e não saturadas encontram-se nos Capítulos 4 e 5, com as respectivas análises e discussões.

Por fim, nos Capítulos 6 e 7, apresentam-se as conclusões do trabalho e as referências bibliográficas utilizadas.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. TERRA ARMADA – CONCEITOS BÁSICOS

2.1.1. Constituição dos maciços

Os maciços em terra armada são estruturas de solos reforçados constituídos pela associação de um solo compactado, armaduras metálicas ou poliméricas dispostas horizontalmente à medida que o aterro vai sendo construído e por um paramento externo vertical fixado às tiras de reforço, destinado a limitar o aterro.

Um arranjo típico de um muro em terra armada é apresentado na Figura 2.1, que destaca os principais elementos que a constitui.

Figura 2.1. Esquema de um maciço em terra armada (modificado de REIFFSTECK, 2008).

Além destes elementos, são compostas por acessórios de fixação das armaduras aos elementos de face, soleiras de concreto armado sobre as quais são assentes a primeira fileira de escamas, sistemas de drenagem, juntas horizontais constituídas por cortiça e por juntas verticais filtrantes entre as escamas.

Como a maior parte dos elementos que a constituem são pré-fabricados, os maciços em terra armada são construídos fácil e rapidamente.

a) Armaduras

As armaduras são, em conjunto com o material de aterro, elementos essenciais para o funcionamento das estruturas de contenção em terra armada. São peças lineares que trabalham por atrito com o solo de aterro, sendo responsáveis pela maior parte da resistência aos esforços de tração desenvolvidos no interior do maciço.

Os elementos de reforço são classificados em dois tipos, de acordo com sua deformabilidade: inextensíveis (pouco deformáveis) ou extensíveis (deformáveis), sendo os inextensíveis os de tipo metálico e os extensíveis do tipo polimérico.

Segundo o Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2003), no início da década de 60, as inclusões utilizadas como reforço nas terras armadas eram constituídas por tiras lisas de aço galvanizado. Somente a partir de 1977-1978, com a laminação a quente, surgiram as armaduras metálicas nervuradas, denominadas armaduras de alta aderência (Figura 2.2). Além destas, existem, também, inclusões metálicas formadas por alumínio ou por aço inoxidável.

Figura 2.2. Armaduras metálicas usadas em contenções do tipo terra armada.

Já o uso de armaduras sintéticas como elemento de reforço em estruturas tipo terra armada teve início em 1978, no Reino Unido (REIFFSTECK, 2008). Em geral, são compostas por um conjunto de fios de poliéster cobertos por um revestimento em polietileno com acabamento serrilhado. Assim, assegura-se uma superfície de fricção eficaz para a interação com as partículas do solo de aterro compactado.

Figura 2.3. Fitas poliméricas usadas em sistemas de contenção tipo terra armada.

Independente do material constituinte, as armaduras usadas nos maciços de terra armada apresentam larguras da ordem de centímetros (4 a 12cm) e espessuras da ordem dos milímetros (3 a 6mm). Além disso, devem ser flexíveis para que possam adaptar-se convenientemente às irregularidades das superfícies dos aterros compactados onde serão apoiadas e para que não fiquem sujeitas a esforços de flexão causados por recalques diferenciais do maciço.

b) Material de aterro

Como o funcionamento da terra armada baseia-se na existência de atrito entre o solo e as armaduras, torna-se conveniente que o material de aterro constituinte destas estruturas apresente elevada resistência friccional.

Sendo assim, a maioria das prescrições nacionais e internacionais recomendam o emprego de solos granulares para a constituição dos maciços em solos reforçados, com limites máximos toleráveis para o teor de finos e índice de plasticidade, e limites mínimos aceitáveis para o ângulo de atrito interno.

Estas regras restringem o uso de solos com elevado percentual de partículas com granulometria fina (como siltes e argilas) na constituição dos maciços em terra armada, haja vista que, em geral, propiciam uma baixa resistência de interface solo–reforço, maiores movimentações pós construtivas e uma baixa capacidade de drenagem do maciço, o que dificulta a rápida dissipação das poro pressões da água.

Segundo as recomendações do Federal Highway Administration (2009), os critérios para seleção dos materiais constituintes do terrapleno de estruturas de solo reforçado devem considerar o desempenho de longo prazo da estrutura, sua estabilidade na fase de construção e operação e a agressividade do ambiente onde serão instalados os reforços. Recomendam a seleção de solos não coesivos, livres de materiais orgânicos ou de qualquer outro tipo de material potencialmente corrosivo para a construção destas estruturas. As características granulométricas recomendadas, assim como os limites máximos toleráveis para o índice de plasticidade estão apresentados na Tabela 2.1.

Caso sejam utilizados materiais contendo mais de 15% passantes na peneira 200 (0,075mm) e/ou com IP superior a 6, esta instituição sugere, entre outras coisas, a realização de ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento do solo, em

termos de tensões totais e efetivas, além de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto em condições drenadas e não drenadas para uma avaliação mais precisa das condições de ancoragem e estabilidade do maciço reforçado e determinação do coeficiente de interação solo-reforço.

Tabela 2.1. Limites granulométricos para seleção do material de aterro (modificada de FHWA, 2009)

	Tamanho da Peneira	% Passante
Limites Granulométricos	102 mm (4")	100
	0,425 mm (# 40)	0-60
	0,075 mm (#200)	0-15
Índice de Plasticidade	IP $\leq$ 6	

Para estruturas em solo reforçado com fitas poliméricas a Maccaferri (2009) recomenda três tipos de materiais para constituição dos aterros reforçados:

SOLO I - Pedregulhos bem graduados (GW), com dimensões máximas dos grãos de 75mm, D_{50} aproximadamente de 12,5 mm e menos de 2% passantes na peneira #200;

SOLO II - Areia bem graduada (SW), com diâmetro máximo das partículas igual a 25mm, D_{50} aproximadamente 0,850 mm e menos de 3,8% das partículas passantes na peneira #200.

SOLO III - Areia siltosa (MS), com diâmetro máximo das partículas igual a 25,0 mm, D_{50} aproximadamente 0,150 mm, 2,9% de pedregulho, 61% de areia e 36,1% passantes na peneira #200.

Já a NBR 9286/86, norma que regulamenta o projeto e a execução de estruturas de terra armada no Brasil, especifica que os materiais de aterro sejam constituídos por solos naturais ou materiais de origem industrial, desde que isentos de terra vegetal, detritos domésticos e de grãos com dimensões superiores a 250mm. Além disso, exige o atendimento de critérios químicos, eletroquímicos e mecânicos para qualificação do material de aterro.

Os requisitos químicos e eletroquímicos estão diretamente relacionados com o potencial corrosivo do solo aos reforços. A norma estabelece uma concentração máxima de cloretos e sulfatos no maciço, haja vista que a presença destes sais dissolvidos no solo torna-o agressivo, acelerando o processo de corrosão das armaduras. Impõe, também, um limite mínimo para a resistividade do solo (altas

resistividades estão geralmente associadas a um solo pouco agressivo) e uma faixa para o pH, que deve estar compreendida entre 5 e 10.

Já o critério mecânico está relacionado com a garantia da resistência ao arrancamento dos reforços. Segundo esta norma, duas características devem ser observadas para seleção do material de aterro: a composição granulométrica do solo e o ângulo de atrito de interface solo-reforço no caso dos maciços reforçados com armaduras lisas e a composição granulométrica e o ângulo de atrito interno do solo no caso das armaduras nervuradas. As Tabelas 2.2 e 2.3 apresentam os limites de composição granulométrica e de atrito estabelecidos pela NBR 9286/86 para seleção e classificação do material de aterro para o caso de utilização de armaduras lisas e nervuradas, respectivamente.

Nelas D_n representa o diâmetro correspondente à porcentagem passante de $n\%$ na curva granulométrica e δ e φ representam, respectivamente, o ângulo de atrito de interface solo-reforço e o ângulo de atrito interno do solo, determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto que simulem uma condição não drenada. As amostras ensaiadas devem ser moldadas na umidade ótima e compactadas até se atingir 90% do grau de compactação do Proctor Normal quando se deseja determinar φ , saturada após moldagem nas mesmas condições indicadas anteriormente quando se deseja determinar φ' e na umidade correspondente ao limite de liquidez quando se deseja obter φ'' ou δ .

Tabela 2.2. Critério mecânico para a seleção do material de aterro - armaduras lisas (NBR-9286 / 86).

Granulometria		Atrito Interno
0,08mm ≤ D ₁₅		Critério mecânico satisfeito
0,08mm > D ₁₅	0,015mm ≤ D ₁₀	Critério mecânico satisfeito
	D ₂₀ ≥ 0,015mm > D ₁₀	Se δ ≥ 22°
		Critério mecânico satisfeito
		Se δ < 22°
		Utilização depende de estudos especiais
	0,015mm > D ₂₀	Utilização depende de estudos especiais

Tabela 2.3. Critério mecânico para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas (modificada de NBR-9286, 1986).

Grupo de Solo	Granulometria	Atrito Interno
A	$0,08\text{mm} \leq D_{15}$	Critério Mecânico Atendido
	ou	
	$0,08\text{mm} > D_{15}$ $0,015\text{mm} \leq D_{10}$	
B	$0,015\text{mm} > D_{10}$	Se $\varphi'' \geq 25^\circ$
	$0,015\text{mm} \leq D_{20}$	Critério mecânico atendido
C	$0,015\text{mm} > D_{20}$	Se $\varphi \geq 30^\circ$
	$0,015\text{mm} \leq D_{40}$	Critério mecânico atendido
D	$0,015\text{mm} > D_{20}$	Se $\varphi' \geq 25^\circ$
	$0,015\text{mm} \leq D_{40}$	Critério mecânico atendido
E	$0,015\text{mm} > D_{40}$	Utilização depende de estudos especiais

Da Tabela 2.3 conclui-se que solos com mais de 40% de suas partículas com diâmetros inferiores a 0,015mm podem ser utilizados para compor maciços reforçados com armaduras nervuradas desde que estudos especiais sejam realizados. Entretanto, a NBR-9286 não especifica quais estudos e ensaios são necessários para viabilizar o seu uso. Já para os maciços reforçados com armaduras lisas (Tabela 2.2) a restrição à quantidade de finos que compõem o solo do reaterro é maior ainda. Nestes casos, estudos especiais passam a ser exigidos em solos que apresentem mais de 20% das partículas com diâmetros inferiores a 0,015mm, o que dificulta o uso destes materiais na construção de estruturas tipo terra armada.

Entretanto, apesar das restrições impostas ao uso de solos finos na construção dos maciços reforçados, a aplicabilidade destes materiais vem sendo gradativamente mais aceita, especialmente em países com clima tropical, onde solos residuais finos ou de natureza laterítica são encontrados em abundância e, muitas vezes, apresentam elevada resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) e baixa compressibilidade.

Ehrlich (1995) destaca que solos residuais tropicais de rochas graníticas ou de gnaisses apresentam excelentes características mecânicas e baixa agressividade aos reforços metálicos, apesar de muitas vezes incluírem elevada percentagem de finos na fração granulométrica.

Além disso, como as obras em solos reforçados são usualmente implantadas acima do nível d'água e sistemas de drenagem podem ser previstos nas faces e/ou interior da contenção com o intuito de evitar o umedecimento do solo constituinte da zona reforçada, o maciço encontra-se sob condições não saturadas.

Dessa forma, em vista da sucção desenvolvida, estes materiais apresentam elevada coesão aparente, o que proporciona um ganho extra na resistência ao cisalhamento do solo e uma boa interação com as inclusões, um aspecto que normalmente tem sido negligenciado nos procedimentos convencionais de projeto.

c) Elementos de face (“escamas”)

As escamas de face, também chamadas de pele, têm função estrutural secundária no funcionamento dos maciços em terra armada. São, em geral, empregadas com objetivos estéticos e a fim de reter o solo na zona do paramento, evitando instabilizações locais ou processos erosivos na face dos muros.

São constituídas, na maior parte dos casos, por placas pré-moldadas de concreto armado, com diferentes tipos acabamento e formatos, sendo os mais comuns os retangulares, os hexagonais e os em T, com dimensões correntes da ordem dos 1,50x1,50m² e espessuras entre 0,15 e 0,30m. Atrás destas placas existem dispositivos de ligação que permitem a fixação das armaduras às escamas.

As escamas conservam juntas abertas entre si para efeito de drenagem e de articulação das peças. Os painéis são posicionados uns sobre os outros por um sistema de pinos e furos verticais que facilita sua instalação e garante sua continuidade, permitindo boa flexibilidade horizontal e movimentos diferenciados entre as escamas. As juntas verticais são preenchidas com espuma de poliuretano ou outro material equivalente, que tenha função de filtro, enquanto as juntas horizontais são constituídas de aglomerado de partículas de cortiça.

2.1.2. Aplicações, vantagens e limitações da técnica

As terras armadas apresentam uma vasta aplicação na engenharia geotécnica. Podem ser utilizadas para conter aterros de encontros de pontes e viadutos, em locais secos ou a beira-rio/beira-mar (estruturas parcialmente submersas), criar plataformas para implantação de novas vias em trechos rodoviários e ferroviários, estabilizar

taludes, criar muros para nivelamento de terrenos urbanos, entre outros.

A possibilidade de execução de paramentos frontais verticais esteticamente agradáveis e integrados ao ambiente, a facilidade e simplicidade construtiva, o tempo de execução reduzido e o custo bastante competitivo para muros com alturas superiores a 3m ou construídos sobre terrenos pouco resistentes são algumas importantes características destas estruturas. Outra vantagem é a facilidade do processo de montagem que permite a execução de obras em locais de difícil acesso e, dependendo da finalidade a que se destinam e das ações as quais estão sujeitas, podem atingir alturas de até trinta metros (BERG et al., 2009).

Além disso, devido a sua elevada flexibilidade, apresentam certa tolerância aos recalques diferenciais e deformações verticais, muitas vezes inadmissíveis para soluções rígidas clássicas de concreto armado, por exemplo.

Como desvantagem cita-se a exigência de um extenso espaço atrás da estrutura para a instalação dos reforços, a fim de se obter uma contenção estável. Outro fator que merece destaque é que seu benefício econômico pode tornar-se limitado onde há escassez de solos com boas qualidades geotécnicas próximos ao local da obra. As grandes distâncias de transporte de materiais competentes podem tornar esta solução onerosa. Por fim, cita-se a necessidade de se elaborar projetos específicos para evitar os processos corrosivos dos reforços inextensíveis/extensíveis e a deterioração de certos elementos da face.

2.1.3. Princípio de funcionamento

A terra armada é uma técnica de reforço de solos que consiste na introdução de elementos resistentes à tração, convenientemente orientados, num maciço terroso. Estes reforços aumentam a capacidade do solo de resistir aos esforços exteriores, aumentando sua resistência e diminuindo sua deformabilidade. O comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os reforços.

Em geral os solos possuem elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração e, quando carregados verticalmente, sofrem deformações. Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, as deformações laterais serão limitadas pela reduzida deformabilidade do reforço.

Esta restrição de deformações é obtida graças à transferência de tensões do solo para o elemento resistivo. Quando solicitado, o solo tende a se mover em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface solo/reforço, conforme ilustrado pela Figura 2.4 (a). Essas tensões são transferidas para os reforços como força de tração que o solo não consegue suportar. Assim, sobre os reforços passam a atuar esforços de tração com diagramas genéricos similares ao da Figura 2.4 (b) e, sobre o solo, tensões tangenciais com sentido contrário às das atuantes nas armaduras (Figura 2.4c). Segundo Félix (1991), as tensões tangenciais atuantes sobre o solo são nulas nas fronteiras externas do maciço e com valores máximos na zona central do mesmo. O local geométrico das trações máximas separa duas zonas no interior do maciço: uma zona ativa na qual as tensões tangenciais no contato com o solo estão orientadas para o exterior do maciço e uma zona resistente na qual estas tensões estão orientadas para dentro do maciço.

Figura 2.4. Princípio básico do comportamento do solo reforçado (modificado de FÉLIX, 1991).

Ensaio triaxiais realizados por Schlosser (1972) em areias finas e densas de Fontainebleau (França), sob um nível de confinamento constante, ilustram os efeitos benéficos obtidos pela inclusão de reforços nos solos. Os ensaios foram executados com corpos de prova de 10, 20 e 30 cm de altura, reforçados com folhas de alumínio com 18 μm de espessura e resistência média a tração de 1,15 kg/cm, linearmente espaçados no interior do corpo de prova, a cada 2, 3 ou 4 cm de altura.

Os resultados destes ensaios, apresentados Figura 2.5, ilustram, para um mesmo estado de tensões externo, um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto quando a massa de solo está reforçada. Assim, conclui-se que os reforços de alumínio absorvem e redistribuem os esforços da matriz de solo, limitando as deformações laterais das estruturas reforçadas e gerando ganhos de resistência significativos à amostra.

Desta forma, o melhoramento das características mecânicas do maciço fica dependente da deformabilidade e resistência dos reforços e, principalmente, da interação entre o solo e os reforços.

Figura 2.5. Resultados dos ensaios triaxiais realizados com areias de Fontainebleau, armada e não armada, e com σ_3 constante (SCHLOSSER, 1972).

Em resumo, o princípio de funcionamento deste tipo de estrutura reforçada repousa, fundamentalmente, na necessidade de mobilização da resistência de interface entre o solo e as armaduras.

2.2. DIMENSIONAMENTO E CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Os métodos de dimensionamento dos maciços de Terra Armada consistem, basicamente, na realização de análises acerca de sua estabilidade interna e externa.

2.2.1. Análise da estabilidade externa do maciço reforçado

Na verificação da estabilidade externa admite-se que o maciço reforçado atua como um bloco rígido, ou seja, que a zona reforçada funciona como um muro à gravidade ou à flexão. A partir desse pressuposto, verifica-se a segurança do maciço segundo os quatro mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção convencionais: a) deslizamento pela base; b) tombamento em torno do pé do maciço reforçado; c) verificação da capacidade de carga do solo de fundação e d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado e a fundação do

mesmo. Estes mecanismos de ruptura estão apresentados de forma esquemática na Figura 2.6 abaixo.

Figura 2.6. Mecanismos para análise da estabilidade externa: a) deslizamento; b) tombamento; c) capacidade de carga do solo de fundação e d) ruptura global.

2.2.2. Análise da estabilidade interna

A análise da estabilidade interna do maciço deve garantir que não ocorram rupturas das inclusões por falta de resistência à tração das mesmas, arrancamento das armaduras por falta de aderência entre o solo e o reforço ou instabilidade localizada na face do maciço, conforme ilustrado pela Figura 2.7.

Como o objeto principal desta pesquisa é o de avaliar a interação solo coesivo – fita polimérica, apenas o mecanismo de arrancamento dos reforços será abordado com mais detalhe neste capítulo. Para maiores informações a respeito dos outros procedimentos de dimensionamento, consultar a NBR 9286/86.

Figura 2.7. Estabilidade interna: a) ruptura dos reforços; b) arrancamento dos reforços; c) desprendimento da face e d) instabilidade local (modificado de EHRLICH, 2009).

2.2.2.1. Análise para verificação do arrancamento

Na verificação da ruptura por arrancamento deve-se assegurar um embutimento mínimo do reforço na zona resistente do maciço, evitando seu arrancamento quando submetido ao esforço de tração. Para tanto, o valor da máxima força de tração ($T_{m\acute{a}x}$) atuante em cada nível de reforço do maciço não deverá superar o valor da resistência ao arrancamento (P_r) do trecho do reforço ancorado na zona resistente deste mesmo nível, respeitando-se um fator de segurança, conforme equação abaixo.

$$P_r \geq FS \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (2.1)$$

Determinação da máxima força atuante no reforço ($T_{m\acute{a}x}$)

Os métodos mais usuais para determinação da força de tração máxima que atua em cada nível de reforço baseiam-se no método equilíbrio limite. Este procedimento de cálculo assume conhecido o mecanismo de ruptura e a distribuição dos reforços na estrutura, um comportamento rígido para o solo e uma total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo ao longo de toda a superfície de ruptura. Ele pode ser dividido em método de equilíbrio local, onde cada camada de reforço é analisada de forma

independente, ou método de equilíbrio global, que considera a contribuição conjunta de todos os reforços.

Para efetuar a análise pelo equilíbrio limite, supõe-se que uma superfície potencial de ruptura atravessa a massa do solo reforçado, dividindo o maciço em duas zonas, sendo uma delas “resistente” (que define o comprimento ancorado do reforço - L_a) e outra “ativa” (correspondente a massa de solo instável).

A forma do mecanismo de ruptura adotado implica diretamente na definição destas zonas. Elas podem ser superfícies circulares, espirais logarítmicas (Leshchinsky & Perry, 1987), bi-lineares (NBR-9286, 1986) ou ainda lineares, como a sugerida por Rankine (1857).

A tração máxima nos reforços ($T_{\max}$) ocorre no ponto onde a superfície potencial de ruptura intercepta o reforço. Para reforços extensíveis, Berg et al. (2009) sugerem a consideração da posição de $T_{\max}$ coincidente com a superfície linear crítica prevista por Rankine, que forma um plano de ruptura com inclinação de $(45^\circ + \phi'/2)$ com o plano horizontal que parte do pé da estrutura reforçada (sendo ϕ' o ângulo de atrito efetivo do solo), conforme indicado pela Figura 2.8 (a).

Figura 2.8. Ponto de atuação de $T_{\max}$ nos reforços e definição das zonas ativa e passiva em um muro reforçado (modificado de BERG et al., 2009).

Para o caso dos reforços extensíveis, o comprimento da inclusão inserida na zona ativa (L_r) do maciço reforçado com altura (H) pode ser obtido pela equação 2.2 abaixo:

$$L_r = (H - z) \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (2.2)$$

Onde: z é a altura de solo acima da camada de reforço considerada.

Sendo conhecido o comprimento total do reforço (L), define-se o comprimento da parcela ancorada na zona resistente (L_a) por meio da equação abaixo.

$$L_a = L - L_r \quad (2.3)$$

Para se determinar a força de tração máxima que solicita a camada de reforço em estudo supõe-se, caso não haja sobrecargas, que a distribuição de tensões horizontais é linear e crescente com a profundidade, conforme segue:

$$T_{max} = k_a \cdot S_v \cdot \gamma \cdot z \quad (2.4)$$

Sendo S_v o espaçamento vertical entre as camadas de reforço, γ o peso específico do solo e k_a o coeficiente de empuxo ativo, considerado o mais apropriado para sistemas que sofrem grandes deformações, como as fitas poliméricas, por exemplo.

Determinação da força de arrancamento (P_r)

No caso das armaduras planares (como as fitas poliméricas utilizadas nesta pesquisa), o mecanismo de interação solo-reforço baseia-se no atrito da área superficial das mesmas com o solo. Para estas situações, Christopher et al. (1990) propôs a seguinte expressão para determinação da força de arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço (P_r):

$$P_r = 2 \cdot F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_v' \cdot L_a \quad (2.5)$$

Sendo L_a o comprimento do reforço na zona resistente na profundidade em estudo, F^* o fator de resistência ao arrancamento, α o fator de correção do efeito escala e σ_v' a tensão vertical efetiva na interface solo-reforço na camada em estudo.

O fator de correção do efeito escala (α) contabiliza uma mobilização desigual das tensões tangenciais ao longo do comprimento das armaduras devido à deformabilidade das mesmas (máxima no ponto de aplicação da força de arrancamento e reduzida em direção à extremidade do reforço). Geralmente adota-se $\alpha=1$ para armaduras inextensíveis (metálicas), $\alpha=0,8$ para geogrelhas e $\alpha=0,6$ para geotêxteis ou outros geossintético extensíveis, conforme recomendações da FHWA (2009). Já o fator de resistência ao arrancamento (F^*) caracteriza a interação solo-reforço.

O produto $F^* \cdot \alpha$ equivale ao coeficiente de atrito aparente solo–reforço (f^*) apresentado pela NBR-9286/86.

$$f^* = F^* \cdot \alpha \quad (2.6)$$

Estes coeficientes podem ser obtidos diretamente a partir de ensaios laboratoriais de arrancamento ou de cisalhamento direto, considerando o material de aterro e os reforços que serão utilizados no projeto.

A NBR-9286/86 sugere a seguinte expressão para determinação experimental de f^* :

$$f^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (2.7)$$

Sendo τ_{max} a máxima tensão cisalhante ou de arrancamento mobilizada na interface solo – reforço e σ'_v a tensão vertical efetiva utilizada no ensaio.

Alternativamente, estes coeficientes de interação solo - reforço podem ser obtidos a partir de valores divulgados na literatura ou por formulações semi-empíricas, como as sugeridas pela FHWA (2009) e pela NBR-9286 (1986).

Para os aterros compactados mais arenosos, cuja granulometria e ângulo de atrito atendem os critérios definidos na Tabela 2.3 para os solos dos Grupos A a C, a norma brasileira considera que o valor de f^* varia em função da profundidade z , conforme ilustrado pela Figura 2.9 (a). Já no caso dos solos que se enquadram no Grupo D, esta norma sugere um valor de f^* constante com a profundidade, conforme Figura 2.9 (b). No caso dos solos do Grupo E a NBR-9286 não apresenta formulações semi-empíricas para determinação do coeficiente f^* , apenas sugere que sejam feitos estudos especiais, não explicitando quais.

O valor de f_0^* , apresentado na Figura 2.9 (a), é função, entre outros, da granulometria, da angulosidade dos grãos e do ângulo de atrito interno do solo e pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$f_0^* = 1,2 + \log_{10} C_u, \text{ sendo } C_u = D_{60}/D_{10} \quad (2.8)$$

Onde: D_{10} e D_{60} são, respectivamente, os diâmetros correspondentes aos pontos de 10% e 60% da porcentagem passante da curva granulométrica. Na falta de dados mais específicos, sugere a adoção de $f_0^* = 1,5$.

Já o ângulo de atrito interno do solo (φ) deve ser determinado a partir de ensaios de cisalhamento direto que simulem uma condição não drenada sobre amostras compactadas na umidade ótima e com 90% do peso específico aparente seco máximo do ensaio de compactação do Proctor Normal.

Figura 2.9. Coeficiente de atrito aparente solo armadura nervurada (NBR-9286, 1986).

A FHWA (2009) sugere o uso do mesmo conceito apresentado pela Figura 2.9 (a) para se estimar os valores de F^* em um maciço reforçado com armaduras metálicas:

$$F^* = 1,2 + \log_{10} C_u \leq 2, \text{ sendo } C_u = D_{60}/D_{10} \quad \text{para } z = 0 \text{ m} \quad (2.9)$$

$$F^* = \tan \varphi, \text{ para } z \geq 6\text{m} \quad (2.10)$$

Porém, o ângulo de atrito interno do solo (φ) deve ser determinado a partir de ensaios de cisalhamento direto drenados sobre amostras compactadas na umidade e densidade que o aterro será executado em campo.

Nestes casos, como as armaduras são metálicas (inextensíveis), sugerem a adoção de $\alpha=1$ e, consequentemente, $F^*=f^*$.

Entretanto, para a previsão da interação entre o solo e os geossintéticos, a FHWA (2009) sugere a adoção de uma expressão mais conservadora para se estimar o valor de F^* . A equação sugerida, válida para todas as profundidades, é a seguinte:

$$F^* = \frac{2}{3} \times \tan \varphi \quad (2.11)$$

Sendo α igual a 0,8 para geogrelhas e 0,6 para geotêxteis ou outros geossintéticos.

2.3. ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

2.3.1. Preâmbulo

Os ensaios de laboratório mais usados para mensurar a interação solo-reforço são os de arrancamento ou de cisalhamento direto (Figura 2.10). Estes ensaios diferem entre si pela forma com que os esforços são aplicados ao reforço, pelos mecanismos de ruptura impostos e pelas condições de contorno de cada um.

Figura 2.10. Esquema ilustrativo dos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento (adaptado de TEIXEIRA, 2003).

No ensaio de cisalhamento direto, o geossintético pode ser posicionado livremente entre as duas metades da caixa metálica de cisalhamento ou fixado na superfície da metade inferior da caixa, sobre um suporte rígido. A resistência é mobilizada deslizando-se a metade superior do corpo de prova em relação a inferior. O plano de cisalhamento das caixas deve ser ajustado de forma a passar exatamente na interface entre o solo e o geossintético.

Este fato justifica a colagem do reforço sobre uma base rígida, para evitar que deformações por adensamento do solo influencie na obtenção dos parâmetros que realmente representam a resistência de interface solo-reforço (TEIXEIRA, 2003).

Segundo Mallick et al. (1996), nos ensaios de cisalhamento direto a resistência mobilizada resultará unicamente do deslocamento de parte da massa de solo em relação ao geossintético.

Já no caso dos ensaios de arrancamento, o reforço é confinado por solo nas faces superior e inferior e solicitado por uma força crescente de tração, até seu arrancamento. Neste caso, segundo Farrag et al. (1993), a mobilização da deformação será uma combinação da deformação de interface solo-inclusão e do alongamento do geossintético.

Fourie et al. (1987) mostrou que os geotêxteis e as geogrelhas, quando submetidos ao arrancamento, sofrem deformações não uniformes ao longo do comprimento. A tração nos reforços concentra-se na extremidade tracionada e vai diminuindo gradativamente até a extremidade livre do mesmo. Dessa forma, os parâmetros de resistência nas interfaces solo-reforço obtidos a partir de ensaios de arrancamento são influenciados pelas características de deformabilidade e resistência a tração do material de reforço. O mesmo não acontece nos ensaios de cisalhamento direto. As características mecânicas dos reforços (deformabilidade e resistência à tração) não irão influenciar nos resultados dos ensaios.

Portanto, os parâmetros de resistência de interface obtidos a partir de ambos os ensaios podem variar muito de um para outro. A opção por um ou outro ensaio depende do tipo de movimento relativo entre o solo e o geossintético que se deseja estudar, já que este é o responsável pela mobilização da resistência nas interfaces solo-reforço.

A Figura 2.11 mostra um maciço de solo reforçado e os principais mecanismos de ruptura internos observados nestas estruturas. No primeiro mecanismo a superfície potencial de ruptura atravessa e, eventualmente, provoca a ruptura do reforço no ponto A. Para estudar este tipo de ruptura Palmeira & Milligan (1989) recomendam o ensaio de cisalhamento direto modificado, com reforço inclinado. Caso não ocorra a ruptura no ponto A, poderá haver o arrancamento do reforço no trecho AB. Neste caso, o reforço irá se deslocar em relação à massa de solo, tornando o ensaio de arrancamento o mais representativo do mecanismo de interação solo reforço na região. Além disso, ainda é possível ocorrer uma instabilidade localizada na face do maciço provocada por uma ruptura por cisalhamento na interface solo-reforço ao longo do trecho CD. Nesta situação, segundo os autores, os ensaios de cisalhamento direto passam a simular convenientemente o mecanismo de interação existente na região.

Figura 2.11. Mecanismos de ruptura em um solo reforçado (modificado de PALMEIRA & MILLIGAN, 1989).

Os ensaios de arrancamento são considerados, por muitos pesquisadores, o mais apropriado para a previsão da resistência de interface solo inclusão (SCHLOSSER E ELIAS, 1978; CARDOSO, 1988; LOPES, 1992; FARRAG et al., 1993).

Segundo Collios et al. (1980), em maciços reforçados, o arrancamento dos reforços predomina em relação aos outros movimentos de ruptura internos destas estruturas.

Cardoso (1988) questiona a adequação dos ensaios de cisalhamento direto para simular obras de maciços reforçados com geossintéticos devido ao fato do mecanismo de interação solo-inclusão poder ser significativamente alterado com a supressão ou restrição das deformações dos reforços.

Da mesma forma, Farrag et al. (1993) afirma que os modelos experimentais que mais se aproximam da situação dos maciços reforçados com geossintéticos encontrada no campo são os ensaios de arrancamento, haja vista que incorporam as deformações do geossintético no ensaio.

Assim, e sabendo que esta pesquisa objetiva avaliar o mecanismo de ruptura interna por arrancamento dos reforços, a opção pelos ensaios de arrancamento parece ser a mais adequada. Entretanto, para efeitos comparativos, também serão realizados ensaios de cisalhamento direto.

A seguir, apresentam-se os principais procedimentos de laboratório para a determinação da resistência de interface solo-geossintético por intermédio dos ensaios de arrancamento.

2.3.2. Ensaios de arrancamento

Este ensaio foi desenvolvido para avaliar o comportamento de inclusões inseridas em uma massa de solo quando solicitados por uma força de arrancamento.

Um equipamento de arrancamento típico é constituído por uma caixa metálica rígida com seção transversal retangular. O reforço fica confinado por solo no interior da caixa de ensaios, sendo que uma de suas extremidades fica enterrada e a outra é conectada a uma garra, por meio da qual é aplicada uma força crescente de tração, até o seu arrancamento. A tensão vertical é geralmente aplicada por um colchão inflável acoplado à tampa da caixa de ensaios.

Os resultados obtidos a partir destes ensaios são utilizados, não somente para elucidar os mecanismos de interação entre o solo e a inclusão, mas também como parâmetro de projeto e análise do comportamento de estruturas de solo reforçado.

Diversos pesquisadores em todo o mundo desenvolveram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento em geossintéticos e geotêxteis. Estes equipamentos diferem quanto às dimensões, aos modos de aplicação da sobrecarga e às grandezas monitoradas durante o ensaio.

A Tabela 2.4 apresenta as principais características de alguns equipamentos de arrancamento reportados em trabalhos já publicados, juntamente com suas referências.

A análise destes dados mostra que na maioria das pesquisas realizadas, a tensão normal é aplicada por meio de um colchão de ar inflável que, segundo Teixeira (1999), garante uma distribuição uniforme da sobrecarga sobre a superfície da camada de solo compactado. Nota-se, também, que as grandezas geralmente registradas são: força de arrancamento, deslocamentos da amostra de geossintético e deslocamentos verticais devido à dilatação do solo. Porém, percebe-se que as dimensões das caixas de testes desenvolvidas para realização deste tipo de ensaio variam significativamente.

As dimensões médias dos equipamentos apresentados nesta tabela aproximam-se de 1000mm de comprimento, 700mm de largura e 500mm de altura.

Tabela 2.4. Características de alguns equipamentos de ensaio de arrancamento projetados (adaptado e ampliado de TEIXEIRA, 2003).

Autores	Altura (mm)	Largura (mm)	Comp. (mm)	Aplicação sobrecarga	Medidas efetuadas
Palmeira (1987)	1000	1000	1000	Colchão de água	Deslocamento, deformação, tensão e força de arrancamento
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	Colchão de ar	Deslocamento e força de arrancamento
Farrag et al. (1993)	760	900	1520	Colchão de ar	Deslocamento, força de arrancamento e velocidade
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	Colchão de ar	Deformação, deslocamento, dilatância e força de arrancamento
Alfaro et al. (1995)	400	600	1500	Colchão de ar	Deformação, deslocamento, dilatância e força de arrancamento
Chang et al. (1995)	150	500	400	Colchão de ar	Deslocamento, deformação e força de arrancamento
Ladeira & Lopes (1995)	600	1000	1530	Cilindros hidráulicos	Deslocamento e força de arrancamento
Miyata (1996)	220	325	660	Colchão de ar	Dilatância, deslocamento e força de arrancamento
Ochiai et al. (1996)	200	400	600	Colchão de ar	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Bakeer et al., (1998)	152	610	610	Pistão pneumático	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	Colchão de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos
Sugimoto et al. (2001)	625	300	680	Colchão de ar	Deslocamentos, força de arrancamento, força na face frontal, movimento do solo
Teixeira e Bueno (2003)	150	300	250	Colchão de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos
Nakamura (2003)	200	220	500	Colchão de ar	Deslocamento nos nós, força de arrancamento
Chen e Wu (2010)	610	760	1520	Colchão de ar	Deslocamentos, força de arrancamento e pressão normal

Em função das dimensões internas da caixa, os ensaios de arrancamento realizados em laboratórios podem ser classificados como de grande porte e de pequeno porte. Raju et al. (1998) afirmam que para ser considerada de grande porte, uma caixa de ensaio deve possuir, aproximadamente, 1000mm de comprimento por 500mm de largura. Existem, entretanto, incertezas com relação à sua altura.

Ladeira (1995) afirma que os resultados dos ensaios de arrancamento podem ser significativamente afetados pelo uso de equipamentos com dimensões variadas, aos quais estão associados diferentes condições de contorno, procedimentos de ensaio e metodologias de posicionamento e compactação dos solos.

A padronização seria necessária para garantir a repetitividade dos resultados e uma melhor compreensão da resposta das inclusões durante o processo de arrancamento. Porém, na ausência de tal uniformização, alguns autores recomendam determinadas características desejáveis para os equipamentos e procedimentos de ensaio.

Uma breve discussão sobre a influência das características dos equipamentos na resposta ao arrancamento e como elas podem ser minimizadas para permitir a obtenção de resultados realísticos será apresentada a seguir.

2.3.3. Efeitos das condições de contorno nos ensaios de arrancamento

Alguns trabalhos disponíveis na literatura nacional e internacional colocaram em evidência como as condições de contorno podem afetar os resultados dos ensaios de arrancamento (PALMEIRA, 1987, PALMEIRA E MILLIGAN, 1989; FARRAG ET AL., 1993; LOPES E LADEIRA, 1996).

Visando minimizar os efeitos de fronteira e de se obter resultados que mais se aproximem da situação real encontrada no campo, estes autores recomendam procedimentos executivos e dimensões mínimas para os equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento, conforme discussão a seguir.

2.3.3.1. Influência da rugosidade das paredes internas da caixa

Ladeira (1995) afirma que a influência do atrito entre o solo compactado e as paredes internas da caixa de ensaios é particularmente relevante quando o solo encontra-se no estado denso. Neste grau de compacidade, devido ao entrosamento entre partículas do solo, o cisalhamento ocorre com aumento de volume do corpo de prova. Quando esta tendência é impedida pela proximidade, rigidez e rugosidade das paredes laterais do equipamento há um aumento da tensão normal atuante no reforço e, conseqüentemente, da tensão cisalhante mobilizada na interface solo-inclusão.

Outro fenômeno que pode ocorrer, segundo Farrag et al. (1993), é a perda de parte da tensão vertical aplicada nos ensaios de arrancamento devido ao atrito entre o solo e as paredes internas do equipamento, o que pode resultar em uma diminuição da tensão normal atuante no reforço.

Dessa forma, torna-se importante minimizar a influência da rugosidade das paredes laterais internas da caixa no resultado dos ensaios. Para tal, Jewel (1980) sugere a

inserção de membranas lubrificadas com óleo ou graxa ao longo de todas as paredes internas dos equipamentos. Já Palmeira & Milligan (1989) recomendam o uso de dois filmes de PVC intercalados com um material lubrificante, como óleo ou graxa. Caso o atrito não seja minimizado por estes ou outros meios, Farrag et al. (1993) afirmam que a relação (dimensões do reforço/caixa de ensaios) deve ser escolhida de maneira tal que seja deixado um espaço mínimo de 150 mm entre a inclusão e as paredes laterais da caixa.

Especial atenção deve ser dada à parede frontal da caixa de ensaios, já que as tensões atuantes nesta região são maiores do que as atuantes nas outras paredes internas da caixa, devido à proximidade do ponto de aplicação da força de arrancamento à parede.

Palmeira e Milligan (1989) utilizaram uma parede frontal com diferentes graus de rugosidade para investigar o efeito do atrito nos resultados dos ensaios de arrancamento. Estes autores constataram que a rugosidade da parede frontal provoca um acréscimo no ângulo de atrito de interface solo-parede, que se traduz no aumento da tensão de arrancamento normalizada pela tensão normal (τ_b/σ_y). Conforme evidenciado na Figura 2.12, esta relação duplica quando o ângulo de atrito solo-parede frontal passa de cerca de 5° (interface geomembrana/areia) a cerca de 40° (interface áspera/areia).

Figura 2.12. Relação entre a tensão cisalhante e normal vs. deslocamento nos ensaios de arrancamento para diferentes rugosidades da parede frontal do equipamento (PALMEIRA & MILLIGAN, 1989).

Por esta razão, torna-se imprescindível adotar medidas que visem minimizar influência da rugosidade das paredes nos resultados dos ensaios.

No caso específico da parede frontal, uma destas maneiras é a instalação de luvas no interior da caixa, por onde passa a inclusão a ser ensaiada (FARRAG et al., 1993). Essa luva tem a finalidade de transferir o ponto de aplicação da força de arrancamento para o interior da massa de solo, afastando-o da parede frontal. Assim, diminuem-se as interferências com a face frontal da caixa.

Farrag et al. (1993) realizaram ensaios de arrancamento em uma geogrelha sem e com a instalação de luvas de 20cm e 30cm de comprimento no interior de uma caixa de ensaios com 153 cm de comprimento. Estes ensaios objetivaram analisar a influência da presença da luva na resposta ao arrancamento de geossintéticos. Os resultados, apresentados na Figura 2.13, mostraram que o aumento do comprimento da luva resulta em uma redução do empuxo desenvolvido na parede frontal do equipamento e, conseqüentemente, na redução da resistência ao arrancamento da geogrelha.

A partir destes ensaios os autores concluíram que o efeito da rugosidade da parede frontal aproxima-se do mínimo quando o comprimento da luva utilizada é de 30cm. Além disso, observaram que a inexistência da luva conduz a um aumento de cerca de 50% na força de arrancamento máxima quando comparadas àquelas obtidas com a realização de ensaios com luvas de 30cm. A superfície da luva também deve ser lubrificada para minimizar o atrito com o solo. Diante do exposto, Farrag et al. (1993) aconselham a utilização de luvas com comprimentos de 30 cm para minimização dos efeitos da rugosidade da parede frontal do equipamento.

Figura 2.13. Efeito do comprimento da luva no ensaio de arrancamento (FARRAG et al., 1993).

Palmeira (2009) recomenda a lubrificação da parede frontal do equipamento e a instalação de luvas para minimização destes efeitos. Porém, afirma que mais estudos são necessários para melhor compreensão da influência da face frontal do equipamento nos resultados dos ensaios de arrancamento.

2.3.3.2. Influência da espessura da camada de solo acima e abaixo da inclusão

As espessuras das camadas de solo confinante, tanto de cobertura como de suporte do reforço, também podem afetar o mecanismo de interação solo-geossintético e influenciar os resultados dos ensaios de arrancamento.

Ladeira (1995) afirma que quanto maior a altura do solo que envolve o reforço, menor é a influência das fronteiras rígidas horizontais nos resultados obtidos. Isso acontece devido ao aumento da influência do atrito solo-paredes superiores e inferiores da caixa na interação solo-reforço e à restrição da dilatação do solo que tende a ocorrer neste tipo de ensaio.

Esta autora realizou ensaios de arrancamento em geogrelhas com camadas de solos granulares iguais a 20 e 30cm, acima e abaixo do reforço (40 e 60cm de altura total). Observou que no ensaio realizado com 0,20m de solo acima e abaixo do reforço, a força de arrancamento máxima foi cerca de 5% superior à observada no ensaio com 0,30m. Este valor mostra que a influência da altura de solo envolvendo a amostra é menos significativa na resposta ao arrancamento do reforço ensaiado do que os efeitos de contorno apresentados anteriormente. Entretanto, considera que outras alturas de solo devem ser ensaiadas visando a confirmação dos presentes resultados.

Farrag et al. (1993) também estudaram o efeito da altura do solo na resistência ao arrancamento de uma geogrelha. Para tal, variaram a espessura da camada de areia acima e abaixo da inclusão em 20, 40, 60 e 70cm. Os resultados obtidos (Figura 2.14) sugerem que quando a espessura de solo acima e abaixo do reforço aumenta, a resistência ao arrancamento diminui até um mínimo a partir do qual não há vantagens em se aumentar as dimensões da caixa. Os autores concluíram que esta espessura (T) vale 60cm, ou seja, 30cm de espessura de solo acima e abaixo da inclusão. Porém, não deixam claro se mudando a granulometria do material ensaiado deverá ser mantida a mesma espessura de solo.

Figura 2.14. Efeito da espessura do solo nos resultados dos ensaios de arraqueamento (FARRAG et al., 1993).

Dias (2004), através de modelagens e análises numéricas, também observou que variando-se a altura da caixa (0,3m, 0,6m e 1,0m) ocorre uma variação na curva força de arraqueamento x deslocamento frontal. Para a caixa de menor altura, os resultados mostram valores de força máxima de arraqueamento cerca de 5% e 11% superiores àquelas obtidas para caixas de 0,6m e 1,0m, respectivamente, independente do comprimento do reforço.

A ASTM-D6706-01 sugere que a caixa de ensaios tenha, no mínimo, 150mm acima e abaixo da inclusão (305 mm de altura mínima total), devendo ser aumentada, se necessário, para pelo menos seis vezes o D_{85} ou três vezes o maior diâmetro do solo.

Porém, estudos realizados até o presente momento não esclareceram com precisão a altura mínima da caixa para que não ocorra interferência das fronteiras horizontais nos resultados dos ensaios de arraqueamento realizados com solos finos.

2.3.4. Discussão sobre os ensaios de arraqueamento em laboratório

Conforme exposto anteriormente, dados experimentais e análises numéricas sugerem que as dimensões dos equipamentos podem influenciar significativamente os resultados dos ensaios de arraqueamento (PALMEIRA e MILLIGAN, 1989; FARRAG et al., 1993; LOPES e LADEIRA, 1996; DIAS, 2004).

As reduzidas dimensões da caixa de ensaios podem interferir na interação entre o solo e o reforço e, conseqüentemente, nos resultados dos ensaios, de forma a pôr em dúvida a sua confiabilidade. O aspecto mais relevante é um possível aumento na restrição à dilatação do solo devido ao atrito entre o solo compactado e as paredes internas da caixa de ensaios, resultando em um aumento das tensões verticais atuantes nos reforços.

Por essas razões, os ensaios de grandes dimensões são considerados, por muitos autores, ensaios com maior confiabilidade para determinação de parâmetros de arrancamento em geossintéticos. No entanto, a adoção de medidas para minimização dos efeitos de fronteira dos equipamentos de pequeno porte tem proporcionado a obtenção de parâmetros de resistência ao arrancamento próximos aos obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de grande porte quando empregados solos finos nos estudos.

Teixeira (2003) fabricou uma caixa de arrancamento de pequenas dimensões (250mm de comprimento, 300mm de largura e 150mm de altura) e comparou os resultados dos ensaios realizados com este equipamento àqueles obtidos a partir de um equipamento de grande porte (1500 mm de comprimento, 700 mm de largura e 480 mm de altura). Os estudos apresentados sugerem a possibilidade de utilização dos ensaios de pequeno porte para se avaliar a resistência ao arrancamento de geogrelhas imersas em solos finos, com a vantagem de serem muito mais práticos de serem executados.

Kakuda (2005) também realizou experimentos com equipamentos de pequenas dimensões (250 x 300 x 150mm) com o intuito de comprovar a viabilidade e confiabilidade do uso deste tipo de ensaio para se obter parâmetros de arrancamento em solos finos. Os resultados foram comparados àqueles obtidos por Teixeira (2003), utilizando equipamentos de grandes dimensões com os mesmos tipos de solo e geogrelhas.

Na Figura 2.15 são apresentadas as tensões de arrancamento obtidas por este autor a partir dos ensaios de arrancamento de pequeno e grande porte realizados com uma areia siltosa (SM) com 22% de materiais passantes na peneira #200. Os resultados dos ensaios de pequeno porte contemplam dois tamanhos de geogrelhas, com 12 ou 8 elementos longitudinais.

Figura 2.15. Comparação das tensões de arrancamento obtidas através de equipamento de grande e pequeno porte (KAKUDA, 2005).

Desta figura conclui-se que as tensões de arrancamento obtidas a partir de ambos os equipamentos são praticamente coincidentes. Kakuda (2005) atribuiu as pequenas variações detectadas (máxima de 6%) à própria variabilidade do ensaio. Assim, concluiu que o equipamento de pequenas dimensões utilizado é apropriado e consegue reproduzir os resultados obtidos em ensaios de grandes dimensões quando solos com mais de 20% de materiais passantes na peneira #200 são utilizados. Porém, afirma que medidas que minimizem os efeitos de contorno nos ensaios de arrancamento devam ser adotadas.

A realização de ensaios laboratoriais em equipamentos de pequenas dimensões é uma alternativa bastante interessante e competitiva, visto que utiliza menor volume de material, apresenta menor custo de execução, é de fácil montagem e pode ser executado em um curto intervalo de tempo.

Dessa maneira, nesta pesquisa, serão utilizados ensaios de arrancamento de pequeno porte para a obtenção dos parâmetros de resistência de interface entre o solo residual fino e as fitas poliméricas apresentadas no item 3. A caixa de ensaios que será utilizada foi projetada e construída por Teixeira (2003), no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, e apresenta dimensões internas de 300mm de largura x 250mm de comprimento x 150mm de altura.

2.4. A ÁGUA NO INTERIOR DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Conforme exposto anteriormente, a presença de água no interior de um muro reforçado consiste em uma das principais preocupações quando se pensa em projetar estruturas de solos finos reforçados, não só por afetar a resistência e a deformabilidade do solo do maciço, mas também por alterar a resistência ao arrancamento das inclusões.

A condição não saturada é a mais comum no interior dos maciços reforçados, pois estas estruturas são usualmente implantadas acima do nível d'água e apresentam sistemas de drenagem que evitam o umedecimento do solo imposto pelas variáveis ambientais de campo.

Diferentemente da abordagem clássica realizada na mecânica dos solos saturados, onde se admite que os solos são formados basicamente por água e sólidos, na mecânica dos solos não saturados a água passa a dividir os poros com o ar, sendo as tensões no fluido negativas, denominadas sucção.

Para graus de saturação baixos, inferiores a 80%, existem grandes quantidades de ar no interior dos maciços reforçados, criando uma fase contínua de ar nos poros do solo do aterro. Nesta situação, a fase líquida forma meniscos na superfície das partículas sólidas e as sucções no solo podem ser elevadas. Conforme o grau de saturação aumenta devido, por exemplo, à infiltração de água no maciço, a sucção no solo vai se reduzindo. Quando o solo alcança graus de saturações mais elevados, a fase líquida permanece contínua enquanto o ar passa a existir em pequenas quantidades, como bolhas oclusas na fase líquida contínua.

Fredlund (1993) considera que, no elemento não saturado, a fase gasosa passa a ser contínua quando o grau de saturação do solo encontra-se abaixo de 80% e no estado ocluso quando o grau de saturação da amostra torna-se superior à 90%. Dessa forma, pode-se dizer que a fase gasosa é contínua no ramo seco da curva de compactação e está em estado ocluso no ramo úmido.

Devido a estas diferenças, a quantidade de água que um solo não saturado possui e sua capacidade de retê-la torna-se de extrema importância para avaliar muitas de suas características, especialmente no caso de solos finos coesivos, que apresentam grande parcela de resistência ao cisalhamento associada à sucção solo.

2.4.1. Sucção no solo

Marinho (2005) definiu sucção como a energia com que um elemento poroso absorve água quando está livre para se mover. Associou, ainda, esta avidéz por água à mineralogia, densidade e umidade do solo.

A sucção, também denominada sucção total (ψ), é composta por duas parcelas: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está relacionada ao tipo de partícula e ao arranjo estrutural do solo e, quantitativamente, é definida pela diferença entre a pressão atmosférica (ou pressão no ar) e a pressão na água contida nos vazios do solo ($u_a - u_w$). Já a sucção osmótica ocorre devido à presença de sais ou outras substâncias dissolvidas na água do solo.

Neste estudo a sucção medida foi sempre a sucção matricial, que por simplicidade será denominada, a partir deste ponto, de sucção.

Existe uma grande variedade de técnicas para a determinação da sucção nos solos. Dentre os métodos utilizados neste trabalho estão a placa de sucção, a placa de pressão e os tensiômetros, que são métodos diretos para determinação do valor da pressão negativa da água no solo, e a técnica do papel filtro, que é um método indireto. Todos estão descritos no item 3.4 desta dissertação.

2.4.2. Curva de retenção de água

Curva de retenção de água (CRA) em materiais porosos é a expressão gráfica que relaciona a sucção com quantidade de água em um solo. A quantidade de água pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico (w), definido como a relação entre os pesos de água e de sólidos da amostra, pelo teor de umidade volumétrico (θ), que corresponde a relação entre o volume de água e o volume total da amostra, ou em termos do grau de saturação (S).

A determinação da curva de retenção de água é de fundamental importância para o entendimento do comportamento dos solos não saturados, pois representa a capacidade do solo de armazenar água quando submetido a diferentes valores de sucção. Fredlund & Rahardjo (1993) afirmam que esta expressão gráfica representa indiretamente o comportamento mecânico dos solos não saturados, podendo fornecer informações importantes a respeito da permeabilidade, da resistência ao cisalhamento e da compressibilidade dos solos.

Na Figura 2.16 apresentam-se curvas de retenção de água típicas para trajetória de secagem e umedecimento de um solo siltoso, bem como alguns parâmetros importantes que podem ser obtidos a partir deste gráfico.

Nelas, observam-se que baixos teores de umidade do solo correspondem a elevados valores de sucção, assim como sucções relativamente baixas estão associadas a elevados teores de umidade.

Ao longo destas curvas é possível, também, identificar estágios de dessaturação do solo. Vanapalli et al. (1996) definiram três diferentes fases de dessaturação para os solos: a fase de efeito fronteira, a fase de transição (primária e secundária) e a fase de dessaturação residual.

A primeira fase corresponde à região limite de entrada de ar, que inicia com um valor de sucção próximo a zero e vai até a sucção correspondente ao valor de entrada de ar. Este valor de sucção identifica o ponto a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo.

Dessa forma, na fase de efeito fronteira, quase todos os poros do solo encontram-se preenchidos por água, apresentando-se em um estado contínuo na amostra. Assim, o solo encontra-se essencialmente saturado e respeita os princípios da mecânica dos solos saturados.

O segundo estágio corresponde a zona de transição. Tem início no valor de entrada de ar e término na umidade residual. Nesta fase, o solo começa a dessaturar-se e acaba reduzindo significativamente seu teor de umidade com o aumento da sucção.

O último estágio da curva representa o ponto de dessaturação residual. Nessa região o solo atinge um teor de umidade além do qual torna-se difícil remover qualquer quantidade de água (umidade residual). Assim, grandes aumentos no valor da sucção irão conduzir a variações muito pequenas no teor de umidade das amostras.

Fredlund e Xing (1994) sugerem um procedimento gráfico para a determinação da sucção correspondente a entrada de ar e do valor de umidade volumétrica residual válidos para curvas de retenção plotadas na escala semilog, conforme ilustrado pela Figura 2.16.

Este autor define a entrada de ar a partir da intercessão entre a reta horizontal correspondente ao estado saturado do solo (fase de efeito fronteira) com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão da curva de retenção. A intersecção desta última reta com a reta horizontal que passa pelo ponto de encontro da curva de retenção obtida pelo umedecimento e pela secagem define o valor de umidade volumétrica residual.

Figura 2.16. Curva de retenção de água típica de um silte (FREDLUND & XING, 1994).

Marinho (2005) afirma que a retenção de água por materiais porosos é afetada pela trajetória de umedecimento do material, ou seja, a CRA não é única para um mesmo corpo de prova. Para um determinado valor de sucção, a quantidade de água retida nos poros de um solo durante a secagem é superior àquela retida no processo de umedecimento. Esta diferença entre trajetórias é denominada histerese, sendo a variação da estrutura do corpo de prova durante a secagem (rearranjo das partículas e aumento de densidade) e a formação de ar ocluso durante o umedecimento, os dois principais fatores que interferem neste fenômeno.

Oliveira (2004) realizou uma série de ensaios com o solo residual de gnaiss do campo experimental da USP no estado compactado, onde um dos objetivos foi o de avaliar o efeito da histerese na curva de retenção. O solo ensaiado por este autor é muito semelhante ao utilizado na presente pesquisa. Na Figura 2.17 são apresentados os resultados obtidos para um dos pontos em estudo (umidade ótima +3% e GC de 97% do Proctor Normal), em termos do grau de saturação em função da sucção, para o ciclo de secagem e de umedecimento. A partir deste gráfico é possível concluir que o fenômeno da histerese é pouco significativo para o solo em questão.

Figura 2.17. Curvas de retenção de água do solo compactado estaticamente no ramo úmido, obtidas por secagem e umedecimento (OLIVEIRA, 2004).

Oliveira (2004) verificou, também, que as variações dos índices de vazios em função da umidade gravimétrica são semelhantes para estas duas trajetórias de umidade, indicando que a pequena histerese existente deve-se a formação de bolhas de ar ocluso no interior da estrutura da amostra durante o processo de umedecimento por aspersão. Comportamentos similares foram observados no ramo seco e no ponto ótimo da curva de compactação.

O formato da curva de retenção diz muito sobre o material estudado e depende, basicamente, do tamanho e distribuição de poros e da compressibilidade do solo em relação à sucção. Estas características são afetadas pela estrutura, mineralogia, história de tensões e teor de umidade inicial do material (VANAPALLI et al., 1999).

A maioria das curvas de retenção de água apresentadas na literatura corrente possuem a forma de um S. Na Figura 2.18 Marinho (2005) apresenta estas diferentes formas considerando a distribuição de poros do material.

As curvas (a) e (b) correspondem a materiais com distribuição uniforme de poros. A curva (b) representa uma situação mais próxima da realidade já que mesmo com uma distribuição uniforme de poros uma certa quantidade de água permanece presente no solo devido a fenômenos de superfície. A curva (c) representa um material com dois tamanhos de poros preferenciais, e a curva (d) um material com grande número de

tamanhos de poros, que apresenta uma redução mais gradual do teor de umidade com o aumento da sucção.

Figura 2.18. Forma da curva de retenção de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005).

Em geral os solos argilosos apresentam formatos similares à curva (d). Estes materiais dessaturam-se de forma mais lenta, indicando a existência de uma distribuição não uniforme de poros. Já os solos arenosos apresentam curvas similares à curva (b), ou seja, têm pequena capacidade de retenção. Os grandes poros interconectados presentes em sua estrutura e, em geral, a pequena variação de seu diâmetro resultam em uma rápida dessaturação após atingirem a sucção de entrada de ar. Além disso, pode-se dizer que o valor da entrada de ar tende a ser inferior para solos arenosos devido à existência de poros de maiores dimensões em sua composição. Os solos siltosos apresentam comportamento intermediário entre os arenosos e os argilosos.

Fredlund e Xing (1994) citam que, no caso de solos finos, a plasticidade e a história de tensões também modificam suas características de retenção. A presença de argilo minerais no solo, em geral, induz a contração do mesmo quando submetido à secagem. Dessa forma, simultaneamente a perda de água pelo poro há uma redução do tamanho dos vazios, fazendo com que estes continuem preenchidos com água. Assim, o valor de sucção correspondente à entrada de ar aumenta. Da mesma maneira, as variações do carregamento externo podem produzir alterações na estrutura do solo e, conseqüentemente, alterar a sucção de entrada de ar das curvas. Vanapalli et al. (1999), ensaiando um solo argiloso compactado estaticamente no ramo seco, úmido e na umidade ótima de moldagem, observou um aumento da sucção de entrada de ar com o aumento da pressão de confinamento. Entretanto

Oliveira (2004), ensaiando amostras do solo residual de gnaiss da USP compactadas estaticamente no ramo seco e úmido, não identificou diferenças significativas entre as curvas de retenção obtidas aplicando-se pressões de confinamento de 0, 100kPa, 200kPa e 300kPa. Somente para a condição ótima de moldagem foi identificado um ligeiro aumento da sucção de entrada de ar com o aumento da pressão confinante.

Por fim, ressaltam-se as variações nos formatos das curvas em função do teor de umidade de compactação das amostras. A conjectura é que no ramo seco da curva de compactação o solo apresenta uma estrutura floculada enquanto que no ramo úmido o mesmo apresenta uma estrutura dispersa. Portanto, corpos de prova de um mesmo tipo de solo moldado com a mesma densidade, mas com diferentes teores de umidade, devem apresentar curvas de retenção distintas.

Oliveira (2004) apresenta alguns aspectos sobre a curva de retenção do solo residual de gnaiss em estudo. Na Figura 2.19 verifica-se que apenas a amostra compactada no ramo seco apresentou uma curva significativamente diferente, indicando que a estrutura floculada do solo induz a formação de poros de grandes dimensões. Já a compactação no ramo úmido induz a formação de uma estrutura mais homogênea e menos permeável resultando em maior capacidade de retenção de água e resistência a dessaturação.

Figura 2.19. Curvas de retenção de água determinadas utilizando-se corpos de prova compactados no ramo seco, no teor de umidade ótima e ramo úmido (OLIVEIRA, 2004).

2.4.3. Considerações sobre a resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

A resistência ao cisalhamento de solos não saturados pode ser expressa em termos de tensões efetivas ou em variáveis de estado de tensão.

Diversas equações foram propostas para quantificar as tensões efetivas em solos não saturados. Todas incorporam parâmetros do solo buscando a obtenção de uma relação única para representar a contribuição da tensão total e da sucção para a tensão efetiva. A de Bishop (1959) é a mais difundida, sendo constituída pela seguinte expressão:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w) \quad (2.12)$$

Onde σ' representa a tensão efetiva, σ a tensão total, u_w a pressão na água, u_a a pressão no ar e χ o parâmetro que depende do grau de saturação do solo (S).

Assume-se que a magnitude do parâmetro χ varia dentro de uma faixa de 0 a 1, sendo um para o solo saturado e zero para o solo seco. Entretanto, o próprio Bishop observou que a relação entre este parâmetro e o grau de saturação do solo não é única e depende, também, da estrutura do solo e de ciclos de secagem e umedecimento (BISHOP et al., 1960).

Aplicando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para a proposta de tensões efetivas de Bishop (1959), a resistência ao cisalhamento para solos não saturados passa a ser dada por:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi \cdot (u_a - u_w)] \cdot \tan \varphi' \quad (2.13)$$

Assim, para sua utilização devem ser conhecidos os valores do parâmetro χ .

Face as dificuldades em se equacionar as tensões efetivas dos solos não saturados utilizando-se apenas uma única variável de estado de tensões (termo entre colchetes na equação 2.13), Fredlund & Morgenstern (1977) propuseram uma nova abordagem para avaliação do comportamento dos solos não saturados.

Baseando-se na mecânica de um material multifásico, estes autores buscaram definir variáveis mensuráveis que representassem o comportamento do solo de maneira tal que, quando mantidas constantes, a alteração de seus componentes individuais não produzisse distorção ou variação de volume do elemento de solo (variáveis de estado

de tensão). Para isso, o solo foi considerado como um sistema constituído por quatro fases: sólida (partículas minerais), líquida (água), gasosa (ar) e uma quarta fase independente, referente à interface ar-água, denominada membrana contrátil.

As análises permitiram aos autores concluir que qualquer combinação dupla das três variáveis de tensão podem ser utilizadas para descrever o estado de tensões de um solo não saturado, uma vez que estas são independentes. Em outras palavras, três possíveis combinações de variáveis podem ser usadas para definir o estado de tensão desses solos: $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ ou $(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$.

Para tal, os autores consideraram que as partículas sólidas são incompressíveis e o solo, como um todo, é quimicamente inerte.

Fredlund et al. (1978) incorporaram duas dessas variáveis independentes de estado de tensão, conhecidas como tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e sucção matricial $(u_a - u_w)$, e propuseram a seguinte equação para a avaliação da resistência ao cisalhamento em solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan \varphi' + (u_a - u_w) \cdot \tan \varphi^b \quad (2.14)$$

Onde: c' representa a coesão efetiva do solo, $(u_a - u_w)$ a sucção matricial, φ' o ângulo de atrito interno efetivo do solo e $\tan \varphi^b$ a razão do incremento da resistência com o aumento da sucção matricial.

Comparando-se as equações (2.13) e (2.14), verifica-se que as proposições de Bishop et al. (1960) e Fredlund et al. (1978), apesar de serem aparentemente diferentes, fornecem equações de resistência equivalentes. Destas equações obtém-se:

$$\tan \varphi^b = \chi \cdot \tan \varphi' \quad (2.15)$$

Segundo Fredlund et al. (1978), a envoltória de resistência ao cisalhamento dada pela equação (2.14) é representada por uma superfície plana em um gráfico tridimensional, onde são plotados os valores da resistência ao cisalhamento (τ) na ordenada e as duas variáveis de estado de tensões independentes $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ nas abcissas. Essa envoltória é denominada envoltória de ruptura estendida de Mohr-Coulomb e está ilustrada na Figura 2.20 abaixo.

Figura 2.20. Envolvória de resistência tridimensional para solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Assumindo ϕ' e ϕ^b constantes, a projeção da envoltória de resistência no plano $\tau \times (u_a - u_w)$ para diferentes valores de sucção resulta em uma série de contornos lineares, conforme ilustrado pela Figura 2.21. As linhas interceptam o eixo de tensões em posições crescentes, indicando um incremento de resistência com o aumento da sucção matricial no solo, de acordo com ϕ^b .

Quando o solo se torna saturado a sucção matricial se anula, ou seja, a poro pressão no ar se aproxima da poro pressão na água ($u_a = u_w$) e consequentemente $(\sigma - u_a) \approx (\sigma - u_w) \approx \sigma'$. Com isto, a envoltória de resistência passa a ser definida em termos de tensão efetiva, representada pela face frontal do plano $\tau \times (\sigma - u_a)$. Assim, conclui-se que a equação de resistência ao cisalhamento para solos saturados é um caso particular da equação (2.14).

Figura 2.21. Projeção horizontal da envoltória de ruptura no plano $\tau \times (u_w - u_a)$ e no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Ho & Fredlund (1982) sugerem que a sucção matricial seja considerada como contribuinte para a coesão do solo, conforme indicado pela Equação 2.11.

$$c = c' + (u_a - u_w) \cdot \tan \varphi^b \quad (2.16)$$

Onde c é a coesão aparente do solo.

Apesar da superfície planar de ruptura representar adequadamente a envoltória de resistência de alguns solos não saturados, Escário e Sáes (1986), realizando ensaios de cisalhamento direto com três diferentes tipos de solos, identificaram uma não linearidade nos valores de φ^b com o nível de sucção aplicada.

Da mesma forma, Röhm & Vilar (1995), ensaiando um solo arenoso laterítico, mostraram que o parâmetro φ^b varia com a sucção. Estes autores verificaram que a resistência ao cisalhamento aumenta com a sucção até um valor máximo, e permanece praticamente constante a partir daí.

Conclusões similares foram obtidas por Abramento & Pinto (1993), ensaiando uma areia argilo-siltosa de origem coluvionar da Serra do Mar. Os autores constataram que a resistência cresce para maiores valores de sucção, sem, entretanto, corresponder a uma relação linear, principalmente para baixos valores de sucção.

Fredlund et al. (1987) apresentaram uma explicação teórica para a não linearidade das envoltórias de resistência do solo e sugeriram um modelo para seu ajuste. Os autores afirmam que quando o solo está sujeito a baixas sucções ele encontra-se saturado, estando todos seus poros preenchidos por água. Neste caso, os efeitos da poro pressão da água e da tensão normal na resistência são caracterizados pelo ângulo de atrito φ' . Assim, qualquer aumento na sucção matricial ou na tensão normal líquida irá produzir o mesmo aumento na resistência ao cisalhamento. Neste caso a envoltória tensão cisalhante *versus* sucção tem uma declividade φ^b igual a φ' , mantida constante enquanto o solo encontra-se saturado. Com o aumento da sucção matricial o solo começa a dessaturar-se e o ar passa a preencher parte dos poros do solo. Desta maneira, acima do valor de entrada de ar, incrementos na sucção ($u_a - u_w$) tornam-se não tão efetivos no aumento da resistência ao cisalhamento do solo quanto o aumento na tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), resultando em φ^b menor que φ' .

Figura 2.22. a) Curva de retenção de água típica. b) Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado (VANAPALLI et al., 1996).

A não linearidade da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados em termos de sucção pode ser relacionada com a curva de retenção de água do solo. A Figura 2.22 indica que o ângulo ϕ^b é igual ao ϕ' quando o solo encontra-se saturado, e decresce a partir da dessaturação do solo. Quando a sucção matricial atinge valores elevados, a declividade de ϕ^b pode ser positiva ou negativa, de acordo com a dilatação do solo durante o cisalhamento.

Para amenizar o problema da não linearidade na avaliação das envoltórias de resistência, Fredlund et al. (1987) sugeriram, entre outros modelos, um ajuste simples bilinear para as envoltórias ou, quando a tendência for altamente não linear, a mesma pode ser discretizada em pequenos segmentos lineares.

2.5. INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

2.5.1. Efeito da variação da tensão confinante

Diversos autores têm estudado o efeito da variação da tensão vertical na interação entre o solo e o reforço (FARRAG et al., 1993; LO, 1998; TEIXEIRA, 2003; PEREIRA, 2010; CHEN et al., 2012; ESMALI et al., 2014, etc.).

Lopes e Ladeira (1996) afirmam que a resistência ao arrancamento aumenta continuamente com o aumento da tensão vertical.

Teixeira (2003), utilizando um equipamento de grande porte e um solo fino de baixa compressibilidade sob diferentes condições de saturação, realizou uma série de ensaios de arrancamento com geogrelhas. A partir dos resultados obtidos concluiu que existe uma relação linear crescente entre a resistência ao arrancamento e a tensão vertical média atuante no solo próximo à interface com a geogrelha, independentemente do grau de saturação do solo.

Comportamento semelhante foi reportado por Pereira (2010) com base em resultados de ensaios de arrancamento de pequeno porte executados com geogrelhas e uma areia argilosa. Os corpos de prova utilizados pelo autor foram moldados com um grau de compactação de 98% do Proctor Normal e com teores de umidade de 12,6%, 14,6% (umidade ótima) e 16,6%, que correspondem aos valores de sucção de 20, 9 e 5 kPa, respectivamente. As envoltórias de resistência ao arrancamento referentes às diferentes condições de moldagem do solo são apresentadas na Figura 2.23.

Figura 2.23. Variação da resistência ao arrancamento com a tensão normal (PEREIRA, 2010).

Lo (1998) obteve conclusões similares executando ensaios de arrancamento em fitas poliméricas embutidas em três diferentes tipos de solos granulares, pedregulhos (PR), areias grossas (SW) e areias médias bem graduadas (M). Os reforços testados apresentavam 20 ou 30kN de resistência à tração e 85 ou 90mm de largura. O autor observou um aumento da resistência ao arrancamento e uma redução do coeficiente de atrito aparente solo–reforço (f^*) com o aumento da tensão normal, independentemente do tipo de solo e da resistência à tração do geossintético. A Figura 2.24 ilustra esta afirmação, mostrando como este coeficiente varia com a tensão vertical. Além disso, os ensaios mostraram que o aumento da sobrecarga aplicada provoca um deslocamento para a esquerda da curva força máxima de arrancamento vs. deslocamento, ou seja, um aumento da rigidez do sistema.

Figura 2.24. Variação do coeficiente de atrito aparente solo – fita polimérica com a tensão vertical: (a) Solo PR, (b) Solo SW e (c) Solo M (LO, 1998).

Farrag et al. (1993) afirmam que o aumento da tensão vertical resulta em maiores forças de arrancamento devido à melhora do contato do geossintético com o solo

circundante. Afirmam também, que o aumento da tensão normal restringe o deslocamento do reforço, que resulta numa maior mobilização da resistência de interface perto do ponto de aplicação da força de arrancamento e uma menor mobilização da resistência na extremidade passiva do reforço. Dessa forma, os reforços passam a sofrer menores deslocamentos para atingir a resistência de pico ao arrancamento. A consequência deste comportamento é que o comprimento de ancoragem necessário para o reforço poderia ser diminuído com a profundidade numa estrutura em terra armada, por exemplo.

O aumento dos coeficientes de atrito aparente solo – reforço (f^*) com o decréscimo das tensões normais é resultado da dilatância do material de aterro (SCHLOSSER e GUILLOUX, 1981). Quando as armaduras são solicitadas ao arrancamento, sob baixas a médias tensões verticais, o solo tende a dilatar-se a medida que os deslocamentos são mobilizados. A restrição da dilatância gera um aumento das tensões normais sobre as inclusões e um acréscimo na resistência ao cisalhamento.

Schlosser & Elias (1978), realizando testes em aterros reforçados com tiras metálicas corrugadas demonstram que para pequenas alturas de aterro (baixas tensões verticais) o coeficiente de atrito aparente entre o solo e a inclusão apresenta valores elevados. Já para profundidades maiores que 6 m este efeito passa a ser desprezível, fazendo com que o coeficiente de atrito aparente solo–inclusão apresente valores menores. A NBR-9286 considera que a influência da dilatância decresce com a profundidade (aumento das tensões verticais), tornando-se desprezível para profundidades superiores a 6 m.

2.5.2. Efeito do umedecimento e secagem

O umedecimento ou a secagem do material de aterro tem efeito direto na resistência ao arrancamento das inclusões e, conseqüentemente, na estabilidade de um maciço reforçado. O desenvolvimento de poro pressões positivas na água existente no interior do maciço pode gerar uma diminuição da resistência ao arrancamento do reforço. Por outro lado, elevadas sucções matriciais em solos não saturados podem gerar um incremento na resistência ao arrancamento do reforço.

Pereira (2010), estudando o arrancamento de geogrelhas em uma areia argilosa sob diferentes condições de umidade, concluiu que a força de arrancamento necessária

para promover a ruptura da camada de reforço, seja ela por arrancamento ou ruptura da amostra de geogrelha, está diretamente relacionada à condição de umidade do maciço de solo. Os resultados mostraram que a força máxima de arrancamento atingiu valores muito próximos sob teor de umidade ótimo e 2% abaixo dele. Porém, foram detectadas perdas de 42% a 49% da resistência ao arrancamento para o teor de umidade de até 2% acima do teor de umidade ótimo, conforme ilustrado pela Figura 2.25.

Figura 2.25. Influência da tensão normal e da sucção na máxima força de arrancamento (PEREIRA, 2010).

Chen & Wu (2012) obtiveram conclusões similares realizando ensaios de arrancamento de grandes dimensões com dois tipos de geogrelhas ancoradas em um silte arenoso não plástico. Os ensaios foram realizados com amostras compactadas no teor de umidade ótimo e com grau de compactação de 90% do Proctor Modificado, para baixas tensões verticais (13,8kPa a 68,9kPa). Em alguns ensaios as amostras foram completamente inundadas. Os resultados, apresentados na Figura 2.26, mostraram que a resistência ao arrancamento aumentou com o aumento das tensões normais aplicadas, antes e após a inundação. Entretanto, o umedecimento provocou efeitos negativos na interação solo-geogrelha, reduzindo a resistência ao arrancamento em mais de 50% após a inundação. Outra constatação foi a redução de 44 a 62% dos valores dos coeficientes de interação solo-reforço com o aumento das tensões normais e o umedecimento do solo. Além disso, os autores observaram uma redução dos deslocamentos necessários para mobilizar a máxima resistência ao

arrancamento das geogrelhas em ensaios realizados com inundação. Esta tendência mostrou-se mais significativa nos ensaios realizados sob baixas tensões verticais.

Figura 2.26. Envoltórias de resistência antes e após o umedecimento (CHEN & WU, 2012)

Com os mesmos objetivos, Khoury et al. (2011) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto sob diferentes sucções (0 kPa, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa) e tensões normais líquidas (50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 300 kPa). Para tal, os autores utilizaram um solo artificial composto por sílica e vidro com granulometria similar à de uma areia siltosa com 52% de materiais passantes na peneira #200 e um geotêxtil tecido constituído por polipropileno.

Os resultados mostraram que a resistência de interface solo-reforço aumenta linearmente com o aumento das tensões normais líquidas aplicadas, independente da sucção do solo (Figura 2.27 e Figura 2.28). Entretanto, o incremento de resistência para um aumento de sucção de 25 kPa para 50 kPa mostrou-se mais significativo do que aquele obtido para um aumento da sucção de 50 kPa para 100 kPa, indicando um crescimento não linear da resistência de interface solo-geotêxtil com a sucção. Estes autores obtiveram valores de δ^b muito próximos ou inferiores a δ' para baixas sucções matriciais, independente do grau de saturação da amostra ensaiada. Porém, os valores de δ^b tornaram-se inferiores a δ' para elevadas sucções matriciais.

Figura 2.27. Envolvórias de ruptura no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ (KHOURY et al., 2011).

Outra constatação foi a redução dos deslocamentos horizontais associados a máxima resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço com o aumento da sucção na interface solo-reforço.

Figura 2.28. Envolvória de resistência para a interface solo-geotêxtil (KHOURY et al., 2011).

Esmali et al. (2014), estudando o arrancamento de um geotêxtil tecido de polipropileno em um solo composto por 49% de silte, 40% de argila e 11% de areia, obteve conclusões similares. Estes autores mostraram que o umedecimento provocou efeitos

negativos na interação solo-geogrelha, reduzindo consideravelmente sua resistência de interface e os valores dos coeficientes de interação solo-reforço. Os resultados dos ensaios de arrancamento realizados encontram-se na Tabela 2.5 abaixo.

Tabela 2.5. Resultados dos ensaios de arrancamento (ESMALI et al., 2014).

w (%)	σ_n (kPa)	P_r (kN/m)	τ_{max} (kPa)	f^*
16 ($w_{ot} - 2\%$)	10	29,6	24,3	2,43
	20	34,8	28,5	1,43
	50	45,2	37,1	0,74
18 (w_{ot})	10	24,8	20,3	2,04
	20	29,7	24,4	1,22
	50	38,7	31,7	0,64
20 ($w_{ot} + 2\%$)	10	19,1	15,7	1,57
	20	28,8	23,6	1,18
	50	33,8	27,7	0,56

Nota: teor de umidade do solo (w); tensão normal (σ_n); força máxima de arrancamento (P_r); tensão máxima de arrancamento (τ_{max}); coeficiente de atrito aparente solo-reforço.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo descrevem-se os equipamentos, materiais e instrumentos utilizados nos ensaios, bem como as principais etapas e procedimentos empregados no programa experimental.

3.1. SOLO UTILIZADO NO PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1.1. Local de amostragem

O solo utilizado nesta pesquisa foi coletado de taludes expostos às margens do antigo campo experimental da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, situado na zona oeste da cidade de São Paulo, Brasil (Latitude UTM: 7.392.379,66m S; Longitude UTM: 323.149,70m E).

Geologicamente, a região em estudo está inserida nos domínios das rochas ígneas e metamórficas de idade pré-cambriana do embasamento cristalino, cujos litotipos predominantes são os migmatitos e os gnaisses graníticos ou miloníticos (EMPLASA, 1980).

O local escolhido para a extração das amostras consiste em um talude de solo de alteração de gnaiss composto basicamente por siltes arenosos (Figura 3.1).

Figura 3.1. Talude de onde foram retiradas as amostras de solo utilizadas no programa experimental.

Como é possível observar na Figura 3.1, o perfil de alteração local apresenta considerável heterogeneidade. Foram identificados horizontes com estruturas variáveis, desde maciças ou com foliações. Observou-se, também, a existência de núcleos de caulim e de quartzo, além da existência de blocos de rocha extremamente alterados, que desagregavam facilmente aplicando-se uma certa pressão com as mãos.

3.1.2. Retirada da amostra e armazenamento

Inicialmente procedeu-se a remoção das impurezas existentes nas superfícies dos taludes de coleta, tais como raízes, folhas e quaisquer outros tipos de materiais estranhos. Posteriormente cobriu-se a base do talude com um tecido, de maneira tal que todo o solo extraído se acumulasse sobre o mesmo. O procedimento de coleta utilizado foi o de raspar a superfície do talude em uma área de 1,0 metro de largura por 1,6 metros de altura, com utilização de pá, enxada e picareta. O solo que se acumulou sobre o tecido foi colocado em sacos e levados para o laboratório, onde foi destorroado e passado na peneira de malha número #4 (4,75mm) ainda com a umidade de campo. A porcentagem de material retido nesta peneira foi bem pequena.

Optou-se por trabalhar com esta fração do solo ($D < 4,75\text{mm}$) a fim de se eliminar a maior porção de pedregulho presente no material e de se obter, no procedimento de compactação do solo, corpos de prova mais homogêneos.

Em seguida o solo foi homogeneizado por quarteamento e armazenado em 3 caixas com tampa para se evitar a perda de umidade.

A fim de se validar a homogeneização do solo, foram determinadas curvas granulométricas para os materiais das 3 caixas.

3.1.3. Ensaios de caracterização

De modo a se conhecer o material utilizado no programa experimental, procedeu-se com a realização de ensaios de caracterização, seguindo-se as recomendações da NBR-6457 para preparação das amostras. Como o material apresentou uma porcentagem retida na peneira de 0,42mm menor do que 10%, a realização dos ensaios de limite de liquidez (NBR 6459, 1984), limite de plasticidade (NBR 7180, 1984) e massa específica dos grãos (NBR 6508, 1984) foram realizados sem a secagem prévia do solo.

A seguir apresentam-se as curvas granulométricas conjuntas (NBR 7181, 1984) obtidas para os materiais armazenados nas três caixas de estocagem, validando o processo de homogeneização do solo em questão.

Figura 3.2. Curvas de distribuição granulométrica do solo armazenado nas três caixas de estocagem.

A partir deste gráfico é possível concluir que o solo residual de gnaiss utilizado nesta pesquisa é um solo fino, com predominância de materiais silteosos (~63%) seguida por materiais arenosos (~24%) e argilosos (~13%).

O elevado teor de partículas finas, cerca de 80% de materiais passantes na peneira #200 (0,075 mm), com cerca de 52% de partículas com $D < 0,015$ mm, o caracteriza como um solo não convencional para utilização como material de aterro em estruturas de solo reforçado tipo Terra Armada, sendo enquadrado no Grupo E da NBR-9286.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo com o resultado dos ensaios de caracterização do solo em questão: limites de Atterberg (LL e LP), massa específica dos sólidos e distribuição granulométrica. A classificação do solo utilizada seguiu o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S.).

Tabela 3.1. Resultado dos ensaios de caracterização do solo.

Limite de Liquidez (%)	51
Limite de Plasticidade (%)	41
Índice de Plasticidade (%)	10
Pedregulho (%)	1
Areia Grossa (%)	1
Areia Média (%)	6
Areia Fina (%)	16
Silte (%)	63
Argila (%)	13
Densidade dos Grãos (g/cm ³)	2,735
Classificação do Solo (S.U.C.S.)	MH

Figura 3.3. Classificação do solo na carta de plasticidade de Casagrande.

3.1.4. Curva de compactação

O ensaio de compactação foi realizado seguindo-se os preceitos da NBR 7182, com secagem prévia do solo até a umidade higroscópica. As amostras foram compactadas em três camadas no interior do cilindro de Proctor (volume de 1000 cm³), sem reuso de material. Foi aplicada a energia de compactação normal, que corresponde à utilização do soquete pequeno com aplicação de 26 golpes por camada. Na Figura 3.4 estão apresentados os resultados experimentais obtidos.

Figura 3.4. Curva de compactação do solo.

A partir da curva acima conclui-se que as coordenadas do ponto correspondente a umidade ótima é dada pela densidade seca máxima de 1,52 g/cm^3 e pelo teor de umidade gravimétrica de 23,2%. O grau de saturação para esta condição é de 80%.

3.2. GEOSSINTÉTICO UTILIZADO NO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O geossintético utilizado nesta pesquisa é constituído por uma fita polimérica de alta aderência composta por 10 colunas de fios de poliéster cobertos por um revestimento em polietileno de superfície rugosa. As fitas, fornecidas pela empresa Maccaferri Brasil Ltda., apresentam $50 \pm 2 \text{ mm}$ de largura, 3,3mm de espessura e 45kN de resistência à tração.

Figura 3.5. Geossintético utilizado na pesquisa.

A Figura 3.6 a seguir apresenta a curva força vs. deformação da fita polimérica em estudo. Esta curva foi extraída do catálogo do fabricante e representa um comportamento padrão para este produto.

Figura 3.6. Curvas força vs. deformação das fitas poliméricas (MACCAFERRI, 2009).

3.3. DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO

Com o intuito de se verificar como o processo de umedecimento e secagem do material de aterro dos solos reforçados influencia o mecanismo de interação solo-fita polimérica, foram definidos três pontos com diferentes teores de umidade para realização dos ensaios.

O primeiro ponto de estudo corresponde ao ponto ótimo da curva de compactação do Proctor Normal, aqui referenciado pela letra O. Assim, as amostras de solo ensaiadas neste ponto deverão apresentar um teor de umidade de 23,2% e uma densidade seca de 1,52g/cm³. Os outros dois pontos visam simular o aumento e a redução do teor de umidade do material de aterro do maciço reforçado. Estes pontos foram obtidos impondo-se trajetórias de secagem e de umedecimento ao solo compactado nas condições ótimas da curva de compactação do Proctor Normal. Para tal, moldaram-se dois corpos de prova no interior do cilindro de Proctor, seguindo-se os procedimentos apresentados no item 3.1.4. A quantidade de solo colocada em cada camada foi definida em função da densidade seca máxima e da umidade ótima de moldagem. Para se evitar a perda de água por evaporação, o solo foi preparado para

a compactação no interior de sacos plásticos, sendo armazenado neste local por um período mínimo de 12h para homogeneização da umidade.

A partir daí procedeu-se com o umedecimento ou secagem dos corpos de prova até atingirem os teores de umidades desejados. A trajetória de umedecimento foi obtida por aspersão de água destilada sobre a superfície do corpo de prova até se atingir o teor de umidade correspondente a +3% da umidade ótima de compactação. Já a trajetória de secagem foi obtida deixando-se o corpo de prova secar ao ar até se atingir o teor de umidade correspondente a -5% da umidade ótima de compactação. Em ambos os casos foi permitida a variação volumétrica.

Na Figura 3.7 estão apresentadas as referidas trajetórias de umidade impostas ao solo para definição dos pontos de estudo. As letras “S” e “U” referem-se, respectivamente, aos corpos de provas submetidos às trajetórias de secagem e umedecimento.

Figura 3.7. Trajetórias de umidade impostas aos corpos de prova e definição dos três pontos de estudo “S”, “O” e “U”.

Os pontos de estudo, assim definidos, abrangem umidades de 18,2%, 23,2% e 26,2% e densidades secas de 1,54g/cm³, 1,52g/cm e 1,49g/cm³, respectivamente.

A seguir apresenta-se uma tabela resumo com os dados iniciais de moldagem referentes às condições “S”, “O” e “U” em estudo. Todos os ensaios desta pesquisa serão realizados compactando-se o solo diretamente nestes três pontos de estudo.

Tabela 3.2. Condições iniciais de moldagem dos pontos de estudo (S, O e U).

Condição de moldagem	w (%)	γ_d (Kg/m ³)	GC _{FINAL} (%)	e	S (%)	θ_w (%)
S	18,2	1544,3	101,3	0,7710	64,6	28,1
O	23,2	1524,0	100,0	0,7946	79,9	35,4
U	26,2	1486,8	97,6	0,8396	85,4	39,0

As possíveis diferenças estruturais associadas à compactação dos corpos de prova diretamente nos pontos de estudos não devem influenciar significativamente no resultado dos ensaios.

Oliveira (2004), analisando curvas de retenção de água e imagens de microscopia eletrônica de varredura de corpos de provas moldados no ponto ótimo da curva de compactação ($w=25,3\%$; $e=0,77$; $\gamma_d=15,3\text{kN/cm}^3$) e no ramo úmido ($w=28,2\%$; $e=0,83$; $\gamma_d=14,8\text{kN/cm}^3$; GC=97% do Proctor Normal) de um solo residual de gnaiss obtido da mesma região desta pesquisa, concluiu que as estruturas de poros resultantes destas duas condições de moldagem são semelhantes. Além disso, ensaios de compressão simples e ensaios triaxiais na condição saturada e não saturada realizados pelo autor mencionado mostraram que as variações das tensões desviadoras e da sucção em função da deformação axial são semelhantes, independentemente das trajetórias de umidade impostas aos corpos de prova. No caso do ramo seco esta análise não se aplica, pois os corpos de prova ensaiados por Oliveira (2004) foram compactados com um grau de compactação de 97% do Proctor Normal e com um teor de umidade 8% inferior ao teor de umidade ótimo, enquanto nesta pesquisa a condição “S” de moldagem está associada a um grau de compactação de aproximadamente 101% do PN e um teor de umidade de -5% em relação à umidade ótima de moldagem.

Conforme será discutido no item 4 desta dissertação, as curvas de retenção de água e os ensaios de resistência ao cisalhamento do solo realizados nesta pesquisa confirmam estas hipóteses, mostrando que os corpos de prova compactados nas condições “S”, “O” e “U” de moldagem apresentam estruturas semelhantes.

3.4. CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

As curvas de retenção de água foram determinadas como uma ferramenta de auxílio à interpretação dos ensaios de resistência e para verificar e validar os valores de sucção matricial registrados pelos tensiômetros nos ensaios de arrancamento e triaxiais. Além disso, devem fornecer informações importantes a respeito da dimensão e distribuição dos poros do solo frente às diferentes condições iniciais de moldagem dos corpos de prova.

Para o levantamento dos pontos experimentais das curvas de retenção foram utilizados diferentes equipamentos e técnicas. Dentre eles estão a placa de pressão, placa de sucção e a técnica do papel filtro.

3.4.1. Placa de Sucção

Descrição do equipamento

A placa de sucção existente no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LMS-POLI) é constituída por uma base circular metálica em cujo interior está posicionada uma pedra porosa de 15cm de diâmetro e 0,7 cm de espessura, com entrada de ar de 100 kPa.

A placa permanece constantemente apoiada em um suporte metálico que pode ser encaixado em pinos espaçados de 0,5 m na haste principal do equipamento. No LMS-POLI, a altura desta haste restringe-se a três metros.

O sistema base/pedra é conectado a um recipiente de armazenamento de água por um tubo plástico flexível. A altura deste reservatório pode ser regulada ao longo de uma haste metálica secundária situada ao lado da haste principal, conforme ilustrado na Figura 3.8.

Princípio de funcionamento

Quando uma diferença de altura entre o reservatório e a pedra porosa é imposta, tem-se uma pressão relativa na pedra abaixo da pressão atmosférica. Esta diferença de altura multiplicada pelo peso específico da água fornece a sucção induzida na pedra porosa e, em consequência, no solo. Dessa forma, um desnível de 10cm corresponde a uma sucção de 1kPa.

Marinho (2005) afirma que este equipamento tem seu uso mais adequado quando se deseja impor sucções de até aproximadamente 80kPa, a partir da qual a água presente no sistema cavita.

Por questões práticas, a máxima sucção imposta no LMS-POLI foi de 30kPa.

Figura 3.8. Esquema da placa de sucção existente no Laboratório de Mecânica dos Solos da POLI.

Procedimento de utilização

Os corpos de prova foram moldados compactando-se o solo estaticamente nas três condições definidas na Tabela 3.2 (S, O e U). Posteriormente, medidas como diâmetro, altura e massa foram tomadas e as amostras posicionadas sobre a pedra porosa para início do processo de saturação.

Para melhorar o contato e evitar perda de solo da superfície inferior das amostras para a pedra porosa, foi posicionado um papel filtro entre ambos. Além disso, sobre as mesmas, foi colocado um recipiente com algodão embebido em água visando manter o ambiente interno da câmara deste equipamento com umidade relativa elevada.

Após estes cuidados iniciais, o conjunto contendo a placa de sucção e os corpos de prova foi isolado do ambiente colocando-se um recipiente e um filme plástico sobre os mesmos (Figura 3.8).

O processo de saturação das amostras foi realizado impondo-se um desnível “negativo” de aproximadamente 1cm entre a placa e o reservatório. Assim, os corpos

de prova passaram a absorver água destilada do reservatório e apresentar um aumento de volume e massa.

Após a montagem deste sistema e a saturação dos corpos de prova, aplicou-se a sucção desejada impondo-se uma diferença de altura entre a pedra porosa e o reservatório de água existente na outra extremidade do tubo. O desnível foi feito ora alterando-se a altura do recipiente de água através da haste metálica secundária, ora ajustando-se o suporte metálico nos pinos da haste principal.

Assim, os corpos de prova passaram a perder água para a pedra porosa e, conseqüentemente, apresentarem um incremento nos valores das suas sucções.

A partir do momento em que cessa a saída de água neste reservatório, os corpos de prova apresentam a mesma sucção que está sendo imposta pela pedra porosa da placa de sucção.

Atingindo-se uma constância de massa nas amostras, o ensaio era desmontado e os corpos de prova levados para pesagem e para controle de medidas.

Nos experimentos realizados foram impostas sucções de 1, 2, 5, 10, 15, 20 e 30kPa.

3.4.2. Placa de Pressão

Descrição do equipamento

A placa de pressão existente no LMS-POLI é composta por uma câmara metálica formada por três partes principais: uma tampa metálica com uma válvula para pressurização de ar, um cilindro metálico que forma o corpo da câmara de ar e uma base de latão, semelhante à placa de sucção.

A base contém uma pedra porosa de 15cm de diâmetro e 0,7cm de espessura, com entrada de ar de 500kPa, sobre a qual são colocados os anéis com os solos a serem ensaiados. Além disso, em sua parte inferior existem duas válvulas. Uma é ligada a uma bureta graduada e a outra serve para circulação de água na base, permitindo a extração de bolhas de ar que por ventura possam vir a se alojar na câmara de água.

O conjunto dessas peças é ligado por seis parafusos que unem a base e a tampa garantindo um ambiente capaz de suportar elevadas pressões. Nas extremidades das peças temos “o-rings” para garantir a estanqueidade do conjunto.

Princípio de funcionamento

Na placa de pressão, a sucção é imposta pela técnica de translação de eixos proposta por Hilf (1956). Esta técnica consiste na imposição de um aumento na pressão do ar dentro do sistema que causa uma translação da pressão de referência. Assim, induz um distanciamento relativo da pressão medida em relação ao zero absoluto e evita que ocorra o fenômeno da cavitação.

A faixa de sucção sob a qual a placa pode trabalhar depende da pedra porosa e da capacidade de aplicação de pressão de ar do sistema. Uma válvula presente na parte inferior da base é conectada a uma bureta graduada, garantindo uma coluna de água contínua entre a pedra porosa e a bureta. Dessa forma, pode-se dizer que a pedra está com o mesmo valor da pressão atmosférica (pressão relativa igual a zero) e, conseqüentemente, a sucção imposta neste equipamento corresponde ao valor da pressão de ar aplicada. Assim, caso se pretenda impor uma trajetória de secagem dos corpos de prova, aumenta-se a pressão de ar e no caso de uma trajetória de umedecimento diminui-se a pressão de ar.

Figura 3.9. Esquema da placa de pressão presente no Laboratório de Mecânica dos Solos da USP.

Procedimento de utilização

Ao serem retirados da placa de sucção os corpos de prova foram transferidos para a placa de pressão, onde foram submetidos a sucções de 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400 e 500 kPa. A saturação da pedra porosa foi realizada colocando-se a placa em um dessecador com água destilada para aplicação de vácuo. Quando não se verificou

mais a saída de ar pela pedra porosa, ela foi retirada do dessecador e iniciou-se o processo de circulação de água pela base. Inicialmente, inundou-se a base da câmara de ar com água destilada até aproximadamente a metade de sua altura e, em seguida, pressurizando-a com ar. Dessa maneira, forçou-se a passagem da água através da pedra. Após este procedimento, removeu-se o ar acumulado na região inferior à pedra porosa através da circulação de água pela base, utilizando-se, para isso, as duas válvulas inferiores citadas anteriormente. Após o término deste processo, o excesso de água foi retirado da câmara com auxílio de um pano e os corpos de prova posicionados sobre a superfície da pedra, utilizando-se os mesmos procedimentos adotados na placa de sucção.

Feito isso, a câmara foi fechada e, então, foram aplicadas pressões de ar pela válvula superior (tampa). Devido a existência de uma coluna de água contínua entre a pedra porosa e a bureta, pode-se dizer que a pedra estava com o mesmo valor da pressão atmosférica (pressão relativa igual a zero) e, conseqüentemente, a sucção imposta neste equipamento correspondia ao valor da pressão de ar aplicada.

Por fim, de forma a se permitir a saída de água dos corpos de prova, abriu-se a conexão da pedra com a bureta.

No início da aplicação da sucção, a saída de água pela bureta se deu com maior intensidade e foi diminuindo com o passar do tempo. Quando as leituras de variação do volume de água apresentaram-se praticamente constantes, considerou-se que as amostras alcançaram a sucção aplicada. Em média, foram necessários três dias para que os mesmos atingissem o equilíbrio.

Atingido o equilíbrio, a conexão pedra-bureta foi fechada e a pressão de ar liberada. Por fim, a câmara foi aberta e os corpos de prova levados para pesagem e medição.

3.4.3. Papel Filtro

Princípio de funcionamento

Esta técnica consiste em se colocar um pedaço de papel filtro em contato direto com o solo úmido. O papel, por ser um material poroso com baixo teor de umidade, irá absorver água da amostra até que seja estabelecido o equilíbrio de pressão entre ambos (a sucção do papel filtro se iguala a sucção do solo).

O valor da sucção imposta e o teor de umidade do material poroso correspondem a um ponto da curva de calibração do papel filtro. A determinação da sucção do solo é feita com base nessa curva.

A norma americana ASTM-D5298 (2010) recomenda que sempre sejam utilizados papel filtro "quantitativo" tipo II, como, por exemplo, o Whatman Nº 42 ou Schleicher & Schuell Nº 589. Esta norma sugere, ainda, que o papel filtro seja seco em estufa por no mínimo 16 horas antes do uso. Porém, Marinho (1994) afirma que este procedimento pode afetar as características de absorção do papel resultando na alteração da sua curva de calibração.

Assim, para realização da presente pesquisa, utilizou-se o papel filtro Whatman nº42, sem secagem prévia deste material em estufa.

A curva de calibração empregada foi a proposta por Chandler et al (1992), composta pelas equações 3.1 e 3.2, que representam a diferente sensibilidade da resposta do papel filtro Whatman nº42 para altos e baixos níveis de sucção.

Para teor de umidade $\leq 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 \times w)} \quad (3.1)$$

Para teor de umidade $> 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \times \log w)} \quad (3.2)$$

O tempo mínimo que o solo foi deixado em contato com o papel filtro para que houvesse equilíbrio entre ambos foi definido de acordo com os resultados apresentados por Marinho (1997), conforme Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Tempo de equilíbrio para medição de sucção total (MARINHO, 1997).

Nível de Sucção Total (kPa)	Tempo de Equilíbrio Sugerido
0 - 100	> 30 dias
100 – 250	30 dias
250 – 1000	15 dias
1000 - 30000	7 dias

Procedimento de utilização

A técnica do papel filtro foi utilizada para obtenção de sucções superiores a 500 kPa.

Os corpos de prova foram secos ao ar até que atingissem um teor de umidade pré-determinado. Em seguida, cortou-se o papel filtro com o formato de uma circunferência com praticamente o mesmo diâmetro dos corpos de prova. Os papéis cortados foram posicionados na superfície superior e inferior da amostra, em contato direto com o solo. Todo manuseio foi realizado com auxílio de uma pinça metálica para evitar qualquer tipo de alteração das características originais do papel.

Em seguida, as amostras com os papéis no topo e na base foram envoltas por filme plástico, papel alumínio e deixadas em repouso no interior de uma caixa de isopor por um período variável de 7 a 15 dias (conforme Tabela 3.3).

Este procedimento foi realizado de modo a garantir que o fluxo de água ocorresse somente entre o solo e o material poroso, e que não houvesse alteração do tempo de equalização necessário devido a interferência do ambiente externo.

Atingido o estado de equilíbrio, os papéis filtros foram retirados rapidamente do topo e da base dos corpos de prova e colocados em sacos plásticos auto selantes. Após a pesagem e determinação do peso úmido do conjunto, os papéis foram retirados dos sacos plásticos e colocados em cápsulas para posteriormente serem conduzidos à estufa, onde permaneceram por no mínimo 4 horas.

Salienta-se que durante todo o procedimento tomou-se o máximo cuidado para se evitar perda ou ganho significativos de umidade no papel filtro.

Por fim, depois de seco, o papel filtro foi rapidamente retirado da estufa e recolocado nos sacos plásticos para pesagem. Dessa maneira, determinou-se o peso seco do conjunto e, conseqüentemente, o teor de umidade do papel filtro.

O valor da sucção imposta e o teor de umidade do papel correspondem a um ponto da curva de calibração. A determinação da sucção do solo a partir da umidade do papel filtro é feita com base nessa curva.

Para a obtenção de outros pontos experimentais das curvas características, os mesmos procedimentos descritos anteriormente foram realizados.

3.5. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Para a determinação da superfície de resistência do solo em condições de umidades e densidades semelhantes às adotadas nos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto e a verificação do comportamento da água intersticial durante o cisalhamento dos corpos de prova, foram realizados ensaios triaxiais saturados e não saturados. Nos ensaios não saturados as amostras foram adensadas isotropicamente e cisalhadas com drenagem ao ar e teor de umidade constante (CW). Já nos ensaios triaxiais saturados, as amostras foram adensadas isotropicamente e posteriormente cisalhadas sem drenagem ao ar e a água (CU).

3.5.1. Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova utilizados nos ensaios CW e CU foram compactados estaticamente em cinco camadas no interior de um molde tripartido. Este molde é cilíndrico, apresenta diâmetro interno de 3,78 cm e altura de 8,02 cm e é composto por três peças que são mantidas unidas durante a moldagem pela utilização de uma braçadeira.

A quantidade de solo utilizada em cada camada foi definida em função da densidade seca e da umidade de moldagem almejada para os corpos de prova, conforme Tabela 3.2. Para se evitar a perda de água por evaporação, o solo foi preparado para a compactação no interior de sacos plásticos. Além disso, destaca-se que, após a retirada dos corpos de prova do molde tripartido, foi verificado um aumento médio de volume de cerca de 2,2% devido ao alívio de tensões. Esse aumento foi considerado no cálculo da quantidade de solo a ser utilizado, permitindo a obtenção de uma maior precisão nas densidades de cada corpo de prova.

Salienta-se que antes da compactação da camada subsequente tomou-se o cuidado de escarificar a camada anterior de forma a permitir uma melhor aderência entre as mesmas. O controle da espessura de cada camada compactada foi feito com auxílio de um pistão com graduação.

Todos os ensaios triaxiais foram realizados com corpos de prova moldados com os mesmos procedimentos citados acima.

3.5.2. Célula de cisalhamento

A célula de cisalhamento utilizada para realização dos ensaios triaxiais é constituída por uma câmara triaxial, um sistema de aplicação de carga e por um tensiômetro de alta capacidade (TAC) instalado na base da célula de cisalhamento, conforme Figura 3.11.

O TAC utilizado nesta pesquisa, apresentado esquematicamente na Figura 3.10, é constituído por um transdutor do tipo Entran EPX, uma câmara de aço inox, um reservatório com pequeno volume de água associado ao diafragma do transdutor e por uma pedra porosa de alta entrada de ar. Detalhes a respeito do funcionamento e dos procedimentos de saturação deste equipamento podem ser encontrados em Marinho et al. (2008).

Figura 3.10. Representação esquemática do tensiômetro de alta capacidade (MARINHO et al., 2008)

Os ensaios foram realizados com carregamento controlado, posicionando-se pesos na parte inferior de um pequeno pórtico metálico. Os esforços foram transmitidos à amostra por meio de um pistão, colocado no topo do corpo de prova.

O sistema de roldanas e contrapesos apresentados na Figura 3.11 (a) e (c) possibilitaram que o peso deste pórtico não fosse transmitido diretamente para o corpo de prova durante os procedimentos de montagem do ensaio.

A pressão confinante foi aplicada por um compressor, utilizando-se uma interface ar-água. Já a sucção matricial do solo durante o ensaio pôde ser medida por um tensiômetro de alta capacidade (TAC) instalado na base da célula de cisalhamento. Este equipamento está conectado a um conversor que, por sua vez, transmite as leituras deste canal para um computador.

Figura 3.11. Equipamento utilizado para realização dos ensaios triaxiais com carregamento controlado.

3.5.3. Procedimentos de ensaio

Após a moldagem dos corpos de prova de acordo com o procedimento descrito no item 3.5.1, aplicou-se uma pasta de caulim com teor de umidade próximo ao limite de liquidez deste material sobre o tensiômetro localizado na base da prensa triaxial. A quantidade aplicada foi somente a necessária para preencher a pequena reentrância existente acima da pedra porosa do tensiômetro. Dessa maneira, buscou-se garantir que a água presente no solo apresentasse uma continuidade hidráulica com a água existente no interior do tensiômetro.

Em seguida, o corpo de prova foi posicionado sobre a base da câmara triaxial e, em seu topo, foi colocada uma pedra porosa grossa (baixa entrada de ar). Neste momento, a pasta de caulim passou a perder água para o corpo de prova até que ambos estivessem com a mesma sucção. Como a pasta está em contato com a pedra porosa do tensiômetro, a pressão negativa da água presente em seu interior é transmitida ao diafragma do transdutor. A flexão deste diafragma altera o valor da resistência elétrica/voltagem captada pelo sistema de aquisição de dados e, consequentemente, o valor da sucção acompanhado na tela do computador (software TRIAX). Imediatamente após seu posicionamento sobre a base da câmara triaxial, o conjunto (base, corpo de prova e pedra porosa) foi vedado por uma membrana de

látex e por um “o’ring” de borracha na base. Em seguida, foi colocado um cabeçote em contato com o topo do corpo de prova, que foi vedado por outro “o’ring” de borracha. Por fim a câmara triaxial foi fechada e preenchida com água.

No caso dos ensaios não saturados (CW), o cabeçote foi conectado a uma bureta que permitia a livre drenagem do ar ao longo de todo o ensaio. Já no caso dos ensaios saturados (CU), o cabeçote foi conectado a um reservatório de água do tipo Mariotte, cuja finalidade era a aplicação de uma carga constante e igual a 2 m de altura (20kPa) em relação à base do corpo de prova.

Assim que a sucção registrada pelo tensiômetro atingiu o equilíbrio, aplicou-se a tensão confinante e abriu-se a conexão do cabeçote com o meio externo. A confinante gerou uma redução da sucção do corpo de prova, sendo considerado o fim da etapa de “adensamento” o momento em que a poro pressão da água se estabilizou em um determinado valor.

Em geral, no caso dos ensaios CW, a sucção se estabilizou rapidamente e a etapa de cisalhamento pode se iniciar após 40-50 min do posicionamento dos CPs sobre a base da célula triaxial. Já no caso dos ensaios saturados, a sucção foi sendo reduzida lenta e continuamente devido a percolação da água do mariotte para o interior do corpo de prova. A etapa de “adensamento” e o processo de saturação só foram dados por concluídos quando se observou um equilíbrio entre a poro pressão da água da amostra com a coluna de água imposta, ou seja, quando a leitura do tensiômetro se estabilizou em 20kPa. Esse processo durou cerca de 24h. Dois testes realizados com corpos de provas moldados na condição “O” de moldagem e submetidos a pressões confinantes de 50 e 100 kPa mostraram um incremento em sua saturação de 80% para 93% e 94%, respectivamente.

Após a fase de “adensamento” do corpo de prova, iniciou-se a etapa de cisalhamento com carregamento controlado, posicionando-se incrementos de pesos no pórtico metálico descrito anteriormente.

Destaca-se que no caso dos ensaios não saturados as amostras de solos foram cisalhadas com a fase de ar drenada e sem variações dos teores de umidade. Portanto, trata-se de um ensaio triaxial CW não saturado, drenado ao ar e com umidade constante. Já no caso dos ensaios saturados, a conexão do cabeçote com o

reservatório de água foi fechada, impedindo-se qualquer tipo de drenagem ao longo do cisalhamento do solo. Portanto, trata-se de um ensaio triaxial CU saturado.

Em cada fase de carregamento aguardou-se a estabilização da variação da poro pressão da água no corpo de prova medida pelo tensiômetro e da deformação axial indicada pelo extensômetro colocado no topo da célula. Após a estabilização destes valores acrescentou-se um novo carregamento até que a ruptura do corpo de prova fosse atingida.

Os ensaios foram realizados com corpos de prova moldados nas condições de umidade e densidade dos três pontos de estudo (Tabela 3.2) e submetidos às pressões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Visando facilitar as discussões e análises foram utilizadas siglas para referenciar os ensaios triaxiais realizados. As siglas adotadas são compostas por uma letra e um número. A letra representa a condição de moldagem da amostra: “S” para corpos de prova com teor de umidade -5% abaixo da umidade ótima (seco), “O” para corpos de prova com teor de umidade igual a ótima e “U” para corpos de prova com teor de umidade de +3% acima da umidade ótima (úmido). Já os números representam a pressão confinante utilizada no ensaio: 50kPa, 100kPa ou 200kPa.

3.6. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados para se avaliar a influência dos diferentes teores de umidade e tensões verticais na resistência de interface solo-geossintético.

3.6.1. Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova utilizados nestes ensaios foram compactados estaticamente em uma única camada sobre um suporte rígido de ardósia, sobre o qual estava fixada uma amostra da fita polimérica em estudo, conforme ilustrado pela Figura 3.12. Este procedimento teve como objetivo garantir que o plano de cisalhamento passasse exatamente na interface entre o solo (camada superior) e o geossintético (camada inferior), evitando-se que deformações por adensamento na camada inferior influenciasse na obtenção dos parâmetros que realmente representassem a resistência de interface solo-reforço.

Figura 3.12. Moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

A quantidade de solo utilizada para moldar o corpo de prova na metade superior da caixa bipartida foi definida em função da densidade seca e da umidade de moldagem almejada para cada ensaio, conforme Tabela 3.2. Para se evitar a perda de água por evaporação, o solo foi preparado para a compactação no interior de sacos plásticos.

O controle da altura do corpo de prova compactado foi feito com auxílio de um pistão graduado.

3.6.2. Equipamento de ensaio

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em um equipamento convencional de cisalhamento direto. A caixa bipartida utilizada possui dimensões internas de 60mm de largura, 60mm de comprimento e 25,7 mm de altura com capacidade de deslocamento relativo entre as partes superior e inferior de 8mm. A prensa de cisalhamento é equipada com um motor, um sistema de transmissão de carga do tipo pendural, além de extensômetros para medir as deformações verticais e horizontais e de um anel dinamométrico para medir a força cisalhante. Na Figura 3.13 a seguir apresenta-se o equipamento utilizado nestes ensaios.

Figura 3.13. Equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.

3.6.3. Procedimentos de ensaio

Após a moldagem dos corpos de prova no interior da caixa bipartida, conforme descrito no item 3.6.1, posicionou-se sobre o topo dos mesmos uma pedra porosa, uma placa dentada e perfurada e uma peça metálica para transmissão da carga aplicada. Em seguida, a caixa de ensaios foi envolta por um plástico filme a fim de se evitar a perda de umidade do solo para o meio. Por fim, colocou-se sobre o CP o pendural para aplicação da tensão vertical e ajustou-se o extensômetro vertical para dar início à fase de adensamento do ensaio.

Após a realização destes ajustes, o carregamento desejado foi aplicado e as deformações verticais foram anotadas até se estabilizarem.

Finalizado o adensamento do solo, iniciou-se a etapa de cisalhamento da interface solo-reforço.

Retiraram-se os parafusos verticais de fixação da caixa e, posteriormente, deu-se um giro aos dois parafusos de levantamento. A carga cisalhante foi transmitida a amostra através de um motor elétrico que desloca a parte inferior da caixa a uma taxa de deslocamento constante. A parte superior reage contra um anel dinamométrico utilizado para se determinar as cargas cisalhantes.

Leituras regulares foram feitas nos extensômetros e no anel dinamométrico até que a ruptura ficasse bem definida.

Todos os ensaios de cisalhamento realizados para a determinação dos parâmetros de interface solo-reforço foram executados lentamente, permitindo-se a dissipação das pressões neutras durante o cisalhamento das amostras.

A velocidade adotada para estes ensaios foi estabelecida observando-se o tempo desprendido para a realização dos ensaios triaxiais não saturados, já que estes foram realizados com monitoramento das poro-pressões da água e aguardando-se a estabilização das mesmas durante o cisalhamento dos CP's. Assim, adotou-se a velocidade de 0,066mm/min para realização destes ensaios.

Os ensaios de cisalhamento direto foram referenciados por siglas compostas por letras indicativas da condição de moldagem da amostra (S, O e U), e por números, referentes às tensões normais aplicadas ao solo (50, 100 ou 200kPa), assim como no caso dos ensaios triaxiais (ver item 3.5.3).

3.7. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

3.7.1. Caixa de arrancamento

O equipamento utilizado para a execução dos ensaios de arrancamento de pequeno porte da presente pesquisa foi projetado e construído por Teixeira (2003), no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos-USP. Posteriormente, foi utilizado por outros pesquisadores, como Kakuda (2005), Ferreira (2007) e Pereira (2010).

Devido às más condições em que se encontrava, este equipamento foi desmontado e restaurado para o uso nesta pesquisa. Inicialmente, a caixa de ensaios foi submetida a um tratamento para se remover a ferrugem presente em suas paredes internas e externas. Em seguida foi lixada, pintada e teve suas paredes internas revestidas com uma chapa de teflon de 1mm de espessura. Por fim, procedeu-se à substituição da membrana acoplada à tampa da caixa de ensaios e a vedação do sistema. A Figura 3.14 apresenta imagens da caixa de ensaios restaurada.

Em linhas gerais, esta caixa é constituída por uma estrutura metálica rígida, com seção transversal retangular, composta por chapas de aço reforçadas com perfis

tubulares nas paredes laterais, tampa e fundo. Possui dimensões internas de 250mm de comprimento, 300mm de largura e 150mm de altura, exigindo, portanto, apenas 0,01125 m³ de solo para a realização de um ensaio (cerca de 4,5% do volume empregado em equipamentos de grandes dimensões).

Figura 3.14. Caixa de arrancamento utilizada no programa experimental.

Ao longo de toda a extensão da parede frontal da caixa existe uma abertura de 8mm para passagem do reforço a ser ensaiado. Na parede traseira existem dois rasgos de 40 mm de largura e 3 mm de altura e dois orifícios circulares, por onde é possível realizar medidas diretas de deslocamentos dos elementos de reforço. Soldado a esta face existe, ainda, um acoplamento metálico destinado a conectá-la à máquina universal de arrancamento por meio de parafusos. No fundo da caixa existe um orifício, com diâmetro de 25 mm, no qual será inserido um tensiômetro para medir as pressões da água intersticial desenvolvidas no solo durante o ensaio de arrancamento. A tampa possui um orifício, através do qual é injetado ar sob pressão, para enchimento da bolsa inflável situada em sua face interna.

3.7.2. Sistema de aplicação da força de arrancamento e da sobrecarga

A aplicação da força de arrancamento à fita polimérica foi feita por intermédio de uma máquina universal de ensaios da marca EMIC, modelo DL-1010000, com capacidade máxima de 100kN. Este equipamento impõe deslocamentos conhecidos ao geossintético e, através da instalação de uma célula de carga no topo da caixa, torna-se possível registrar a resistência ao arrancamento oferecida pela inclusão durante o ensaio. Dessa forma, todos os ensaios foram realizados de maneira similar e com velocidade de arrancamento constante. Uma garra mordente foi fixada ao conjunto para imprimir a força de arrancamento à fita polimérica. Tanto as informações referentes ao deslocamento das inclusões quanto as forças de arrancamento são armazenadas em um microcomputador, conforme ilustrado na Figura 3.15.

Figura 3.15. Sistema de aplicação da força de arrancamento.

As sobrecargas foram aplicadas por um colchão inflável acoplado à face interna da tampa da caixa de ensaios. As tensões distribuídas uniformemente sobre toda a superfície de solo compactado no interior da caixa proveram do ar comprimido injetado no interior da bolsa. A pressão de ar foi controlada por um manômetro e por uma válvula reguladora de pressão. Os detalhes da bolsa inflável e do orifício para aplicação do ar podem ser observados na Figura 3.16.

Os ensaios foram realizados aplicando-se tensões verticais de 50, 100 e 200kPa.

Figura 3.16. Sistema de aplicação da tensão vertical.

3.7.3. Instrumentação

A instrumentação interna básica utilizada nos ensaios de arrancamento consiste em:

- Uma célula de tensão total (CTT) capaz mensurar as variações das tensões verticais atuantes na interface solo-reforço durante a etapa de arrancamento das fitas poliméricas (Figura 3.18 a);
- Um tensiômetro de alta capacidade (TAC) da marca UMS GmbH München, modelo T5x-5, capaz de medir sucções de até 250kPa, para acompanhar as poro-pressões desenvolvidas no solo durante os ensaios (Figura 3.18 c);

Ambos os instrumentos foram instalados a cerca de 1 cm de distância abaixo do reforço, conforme seção transversal da caixa de ensaios apresentada na Figura 3.17.

Os procedimentos de instalação serão apresentados no item 3.7.4.

Figura 3.17. Seção transversal da caixa de ensaios.

Externamente a caixa foi instrumentada com:

- Duas células de carga (CC) destinadas à medição e registro da força de arrancamento durante a execução dos ensaios. Elas foram instaladas em série entre a garra mordente e a máquina universal de ensaios, conforme Figura 3.18b. Assim, a força de arrancamento ao longo do tempo pôde ser registrada diretamente por dois sistemas de aquisição de dados diferentes, um para cada célula. Esta solução foi necessária, pois o software da máquina universal de ensaios (associado a CC1) só permite a extração dos dados de forma gráfica e em arquivos com extensão .pdf, o que dificultaria as análises e interpretações dos dados.

Figura 3.18. Instrumentação utilizada nos ensaios de arrancamento.

3.7.4. Procedimentos de ensaio

Os ensaios de arrancamento seguiram os seguintes procedimentos:

Preparação do solo e correção do teor de umidade:

Após a preparação do solo conforme os procedimentos indicados no item 3.1.2, este foi separado em sacos menores com cerca de 2kg. Posteriormente procedeu-se com a determinação do teor de umidade dos materiais secos ensacados e com a correção dos mesmos para adequá-los à umidade de compactação almejada para a realização dos ensaios de arrancamento (Tabela 3.2). Para se evitar a perda de água por evaporação o solo foi preparado no interior de sacos plásticos e estocados por um período mínimo de 24 horas antes do seu uso. Assim, garantiu-se uma adequada homogeneização da umidade.

Preparação da caixa de ensaios:

A fim de minimizar a influência da rugosidade das paredes laterais internas da caixa de arrancamento no resultado dos ensaios, as mesmas foram revestidas com uma chapa de teflon de 1mm de espessura, conforme ilustrado pela Figura 3.19. As chapas foram fixadas às paredes metálicas por intermédio de fita adesiva dupla face. Devido à inexistência de atrito ou adesão entre o solo compactado e a superfície do teflon, o solo desprende-se com muita facilidade das paredes internas da caixa durante o desmonte do ensaio.

Figura 3.19. Revestimento da caixa de ensaios com a chapa de teflon.

Compactação do solo e instalação dos instrumentos:

A compactação do solo no interior da caixa de ensaios foi realizada em quatro camadas com 37,5mm de altura, sendo duas camadas na metade inferior (abaixo do reforço polimérico) e duas camadas na metade superior (acima do reforço polimérico). Para cada camada foram utilizados dois sacos com aproximadamente 2,5kg de solo, totalizando cerca 20kg de solo por caixa. O solo foi compactado por impacto no interior da caixa, deixando-se cair um peso de aproximadamente 2,5kg de uma altura constante de 30cm, diversas vezes, para cada camada.

A compactação foi realizada obedecendo-se as condições de umidade e densidade dos três pontos de estudo. O controle foi realizado através do conhecimento da massa de solo e da espessura de cada camada compactada. Todas as camadas foram escarificadas de forma a permitir uma melhor aderência entre as mesmas.

Ao término da compactação da segunda camada, cuja superfície acabada coincide com a metade da abertura frontal destinada a passagem do reforço, realizou-se uma ligeira escavação no solo para a acomodação da célula de tensão total e de sua fiação (Figura 3.20 a). Após o seu posicionamento, os furos foram recompostos com solo compactado cuidadosamente de forma a se evitar qualquer tipo de dano a estes instrumentos. Por fim, acomodou-se a fita polimérica sobre o solo compactado e procedeu-se com a compactação do solo das camadas superiores (Figura 3.20 b). Salienta-se que a fita ocupa toda a extensão interna da caixa de ensaios, ou seja, apresenta 25 cm de comprimento.

Figura 3.20. Instalação do geossintético e da célula de tensão total.

Montagem e execução do ensaio:

Finalizada a compactação do solo no interior da caixa de ensaios, a tampa foi fixada à caixa por meio de quatro parafusos e o conjunto preso à base da máquina universal de ensaio. Em seguida foi feita a instalação do tensiômetro através do orifício existente no fundo da caixa de ensaios. Para tal, foram utilizados os instrumentos de escavação apresentados na Figura 3.21, que garantiram a abertura de um furo no solo compactado com um diâmetro equivalente ao da haste e ao da base do tensiômetro (Figura 3.18 c). Este furo apresenta 6,5cm de comprimento, de maneira tal que a pedra porosa do tensiômetro fica posicionada a cerca de 1 cm da fita polimérica, conforme seção transversal apresentada na Figura 3.17. Assim, pôde-se registrar as pressões da água intersticial desenvolvidas na zona próxima à interface solo-reforço.

Figura 3.21. Instalação do tensiômetro.

Estabilizadas as leituras do tensiômetro, a inclusão polimérica foi fixada a garra mordente e a tensão normal foi aplicada injetando-se ar sobre pressão ao orifício existente na face superior da caixa. Para tal foram utilizadas mangueiras apropriadas para alta pressão e manômetros e válvulas reguladoras. As sobrecargas aplicadas foram de 50, 100 e 200 kPa, simulando alturas de 2,5, 5,5 e 11m de uma contenção em terra armada construída com o solo em estudo.

O ensaio teve início somente após a estabilização das leituras do tensiômetro e término com deslocamentos superiores a 60mm. A velocidade de ensaio adotada foi de 1,0mm/min, conforme será discutido no item 5.3.1 desta dissertação.

Durante a execução dos ensaios, as variáveis de tempo, força de arrancamento, tensão vertical atuante nos reforços e pressão da água intersticial foram registrados e armazenados em computadores.

Assim como no caso dos ensaios triaxiais (ver item 3.5.3), os ensaios de arrancamento serão referenciados por siglas compostas por letras indicativas da condição de moldagem da amostra (S, O e U), e por números, referentes às tensões normais aplicadas ao solo (50, 100 ou 200kPa).

4. RESULTADOS

4.1. CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA

As curvas de retenção de água (CRA) foram obtidas utilizando-se os equipamentos e procedimentos descritos no item 3.4, a partir de corpos de prova compactados estaticamente nas condições de umidade e densidades definidas na Tabela 3.2.

A análise destas curvas foi realizada utilizando-se os valores de sucção matricial em função do grau de saturação, teor de umidade gravimétrico e índices de vazios. A Figura 4.1 apresenta estas relações para as três condições de moldagem em estudo, após a saturação dos corpos de prova.

Analizando-se os resultados experimentais constata-se uma grande semelhança no comportamento de retenção de água do solo compactado nas condições “S”, “O” e “U” de moldagem. Observa-se que para um determinado grau de saturação ou teor de umidade gravimétrico são obtidos valores de sucção muito próximos, independente das condições iniciais de moldagem do solo. Apenas uma pequena diferença foi evidenciada entre as curvas plotadas em termos do grau de saturação, para níveis de sucção inferiores à entrada de ar generalizada (GAE~1.100kPa). Entretanto, após o GAE, as curvas se tornaram praticamente únicas, independente da condição inicial de moldagem dos corpos de prova.

Esta ligeira superior capacidade de retenção de água do solo compactado na condição “O” de moldagem deve estar relacionada à existência de poros com dimensões proporcionalmente menores em sua estrutura. Como o seu índice de vazios após o processo de saturação é menor, assim como a dimensão dos seus maiores poros, se houver um pequeno aumento de sucção, este corpo de prova tenderá a perder menos água do que aqueles compactados nas condições “S” e “U” de moldagem. Porém, ultrapassada a sucção correspondente à entrada de ar generalizada, os poros de maior diâmetro se encontram dessaturados e não têm mais efeito sobre a retenção de água no solo. Assim, acima do GAE, a capacidade de retenção de água do solo compactado nas três condições de moldagem se iguala.

Em termos práticos, a grande similaridade entre as CRAs obtidas para as três condições de estudo indica que a estrutura do solo compactado na umidade ótima ou no ramo úmido da curva de compactação é semelhante àquela obtida compactando-

se o solo na condição “S” de moldagem. Acredita-se que a energia de compactação imposta ao solo na condição mais seca ($GC=101,3\%$) foi suficiente para desagregar o aglomerado de partículas e eliminar os macroporos esperados para uma compactação no ramo seco. Dessa forma, não são esperadas diferenças significativas entre os parâmetros de resistência de interface ou de resistência ao cisalhamento saturado do solo obtidos nas condições “S”, “O” e “U” de moldagem.

Figura 4.1. Relações entre o índice de vazios, grau de saturação, teor de umidade e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente nos pontos de estudo.

Das curvas apresentadas identifica-se, também, a sucção a partir da qual o ar começa a entrar nos maiores vazios do solo, definida como entrada de ar. Antes de alcançar este valor, correspondente a uma sucção de 20 a 40kPa, quase todos os poros do solo encontram-se preenchidos por água, e o solo encontra-se praticamente saturado. Atingido este valor crítico, o solo começa a se dessaturar e o ar passa a preencher parte dos poros existentes na estrutura do solo. Com isso, incrementos na sucção podem se tornar não tão efetivos no aumento da resistência ao cisalhamento do solo ou da resistência de interface solo reforço quanto o aumento na tensão normal líquida ($\sigma - u_a$), resultando em valores de ϕ^b ou δ^b possivelmente menores que ϕ' ou δ' .

Outro ponto a ser destacado são as variações volumétricas dos corpos de prova ao longo do ensaio. Os símbolos envoltos por uma elipse na parte (a) e (b) da Figura 4.1 correspondem às condições iniciais de moldagem dos corpos de prova. Como é possível observar, o processo de saturação gerou um aumento do índice de vazios das amostras. As expansões após a etapa de saturação foram da ordem de 24%, 21% e 22% para o solo compactado na condição “S”, “O” e “U” de moldagem, respectivamente.

Em seguida, no início do processo de secagem, as amostras passaram a apresentar elevadas contrações volumétricas. Entretanto, à medida que o grau de saturação do solo diminuiu, estas variações passaram a ser menores, tornando-se praticamente inexistentes para um grau de saturação inferior à 60% (sucção de 1.100kPa). Este fato indica que a sucção deixa de apresentar a mesma eficácia em proporcionar contrações volumétricas nos corpos de prova após atingir a sucção correspondente a entrada de ar generalizada.

Salienta-se que estas variações volumétricas mantiveram certa proporcionalidade ao longo do ensaio, independente da condição inicial de moldagem dos CPs. Porém, observa-se que os índices de vazios finais alcançados pelos corpos de prova após o processo de secagem foram superiores aos índices de vazios iniciais de moldagem, indicando uma estrutura com tamanhos de poros maiores após a secagem.

4.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL NÃO SATURADOS

4.2.1. Dados de moldagem dos corpos de prova

Para a determinação da envoltória de resistência, entendimento do comportamento não saturado do solo e verificação das variações das poro pressões na água durante o cisalhamento dos corpos de prova, foram realizados 9 ensaios de compressão triaxial com teor de umidade constante (CW).

Os ensaios foram realizados utilizando-se os equipamentos e procedimentos apresentados no item 3.5, com corpos de prova moldados nas condições de umidade e densidade indicadas na Tabela 3.2. As tensões confinantes utilizadas foram de 50, 100 e 200 kPa.

Na Tabela 4.1 estão as características de moldagem dos corpos de prova ensaiados. As sucções indicadas referem-se aos valores determinados com o tensiômetro de alta capacidade antes da aplicação da pressão confinante.

Tabela 4.1. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CW não saturados realizados com carregamento controlado.

C.P.	W (%)	γ_d (g/cm ³)	GC _{FINAL} (%)	e	S (%)	γ_n (g/cm ³)	Sucção inicial (kPa)
S50	18,3	1,55	101	0,77	65	1,83	248
S100	18,3	1,54	101	0,77	65	1,82	246
S200	18,1	1,55	101	0,77	65	1,83	270
O50	23,2	1,52	100	0,79	80	1,88	126
O100	23,1	1,53	100	0,79	80	1,88	140
O200	23,1	1,52	100	0,80	80	1,87	140
U50	26,1	1,49	98	0,83	85	1,88	98
U100	26,2	1,49	98	0,84	85	1,88	92
U200	26,2	1,49	98	0,84	85	1,88	94

4.2.2. Variação da sucção ao longo do ensaio

Conforme destacado anteriormente, os ensaios CW foram realizados acompanhando-se a variação da sucção durante todo o processo de preparação do ensaio e cisalhamento do corpo de prova. Os resultados obtidos para todas as condições de moldagem e pressões confinantes encontram-se anexos a esta dissertação (Anexo

A). Como exemplo de interpretação serão apresentados os aspectos observados no ensaio realizado com o corpo de prova O50.

Na Figura 4.2 é possível observar que a montagem do ensaio foi feita durante aproximadamente 10 minutos, que vai desde o posicionamento do corpo de prova sobre a base da célula triaxial e vedação por uma membrana de látex e por um “o’ring” de borracha na base até o preenchimento da célula triaxial com água. A indicação da finalização da montagem do ensaio no gráfico, realizada entre os tempos de 4 a 7 minutos, corresponde ao posicionamento da pedra porosa, do cabeçote e do “o’ring” de borracha no topo do CP e ao fechamento da câmara triaxial. Como é possível observar, estes procedimentos provocam pequenas alterações no valor da sucção registrada pelo tensiômetro.

Em seguida a câmara triaxial foi preenchida com água e o pistão e o pórtico foram ajustados no topo da mesma. Por fim, aguardou-se a estabilização da sucção para a determinação da sucção inicial do CP. Para o ensaio em questão (O50), o valor medido pelo tensiômetro foi de 126kPa, no tempo de 22 minutos, conforme indicado na Tabela 4.1.

A partir deste instante aplicou-se a pressão confinante de 50 kPa, representada pela linha pontilhada no gráfico. A aplicação desta pressão gerou uma redução na sucção do corpo de prova, sendo considerado o fim da etapa de adensamento o momento em que a mesma se estabilizou em um determinado valor. Neste exemplo, o valor da sucção após a aplicação da confinante passou a ser de 102 kPa.

Após a fase de adensamento iniciou-se a etapa de cisalhamento com carregamento controlado. Os incrementos de carga utilizados foram iguais a 2x3kg, 5kg, 8kg, 5kg, 3x3kg e 5x2 kg, respectivamente.

Após cada incremento de carregamento ocorreu a diminuição da sucção, seguida de um aumento e estabilização para um valor inferior ou superior ao inicial. Da Figura 4.2 conclui-se que a partir do tempo de 54 minutos de ensaio a estabilização da sucção passou a ocorrer para um valor superior ao do carregamento anterior.

Os valores da sucção do corpo de prova e do deslocamento axial indicado pelo extensômetro foram registrados somente após a estabilização das leituras.

Após a ruptura o ensaio foi desmontado e o teor de umidade do solo foi determinado.

Figura 4.2. Variação da sucção durante o ensaio triaxial CW não saturado no corpo de prova O50.

4.2.3. Curvas tensão-deformação e sucção-deformação

Os resultados dos ensaios de resistência estão ilustrados na Figura 4.3, Figura 4.4 e Figura 4.5, agrupados de acordo com a condição de moldagem utilizada no processo de cisalhamento do solo.

Na parte (a) destas figuras encontram-se representadas as variações da diferença entre as tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função das deformações axiais (ϵ), na (b) estão as variações da sucção matricial $(u_a - u_w) \times (\epsilon)$, e na (c) e (d) as variações da diferença entre as tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) normalizadas pelas variáveis de estado de tensão $(u_a - u_w)$ e $(\sigma_3 - u_w) \times \epsilon$, respectivamente.

Figura 4.3. Ensaios CW para a condição "S" de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$, (d) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$.

Figura 4.4. Ensaios CW para a condição "O" de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$, (d) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$.

Figura 4.5. Ensaio CW para a condição “U” de moldagem: (a) $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$; (b) $(u_a - u_w) \times \varepsilon$; (c) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$; (d) $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$.

Analisando-se o desenvolvimento da sucção ao longo do cisalhamento dos corpos de prova, constata-se um decréscimo em seus valores para baixas deformações axiais (em geral, inferiores a 2%), independente da condição inicial de umidade do solo e da tensão confinante líquida utilizada nos ensaios (Figura 4.6). Salienta-se que quanto maior o valor da sucção inicial dos corpos de prova, maior a redução observada. No caso dos ensaios realizados com tensão confinante líquida de 100kPa, por exemplo, a redução da sucção inicial chegou a valores próximos à 24kPa para o corpo de prova compactado na condição S100, 19kPa para o O100 e 15kPa para o U100. Após esta redução inicial a sucção passou a aumentar gradativamente, até a ruptura do corpo de prova.

Figura 4.6. Desenvolvimento da sucção ao longo do cisalhamento dos corpos de prova.

Da Figura 4.3(a) a Figura 4.5(a) observa-se que, de forma geral, quanto maior o valor da sucção inicial das amostras ensaiadas, maior a tensão desviadora na ruptura e menor o valor da deformação axial na ruptura. Como exemplo citam-se os ensaios realizados com tensão confinante líquida de 200kPa, onde é possível constatar que para o corpo de prova S200 a deformação axial e a tensão desviadora na ruptura foram de aproximadamente 6% e 670kPa, diferentes das apresentadas pelos corpos de prova moldados nas condições O200 e U200, que foram de 8,5% e 525kPa e 9,5% e 410kPa, respectivamente.

Agrupando-se estes resultados para condições de moldagem semelhantes pode-se avaliar a influência da tensão confinante na resistência ao cisalhamento do solo. Os resultados experimentais mostraram que quanto maior a tensão confinante, maior a resistência ao cisalhamento e as deformações axiais na ruptura do solo. Para a condição “O” de moldagem, por exemplo, a ruptura aconteceu para uma tensão desviadora de aproximadamente 340kPa e para uma deformação axial de 4,5%, quando o ensaio foi realizado sob tensão confinante de 50kPa. Já para as tensões confinantes de 100kPa e 200kPa, os corpos de prova atingiram as máximas tensões desviadoras de 420 e 525 kPa com deformações de 7,5% e 8,5%, respectivamente.

Analisando-se a parte (c) da Figura 4.3 a Figura 4.5, onde as tensões desviadoras encontram-se normalizadas pela sucção, observa-se a definição de um valor máximo de $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ no caso dos ensaios realizados com as amostras compactadas na condição “U” de moldagem. Porém, este pico é menos evidente nos resultados dos ensaios efetuados com o solo nas condições “O” e “S” moldagem. Para estes casos, a partir de deformações axiais de 3 a 4 %, a relação permanece praticamente constante. Este fato está associado a tendência das amostras mais úmidas romperem com valores de sucção superiores às sucções iniciais do ensaio. Contrariamente, as amostras mais secas tendem a romper com sucções inferiores ou iguais às de início do ensaio. A curva $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w) \times \varepsilon$ para a amostra U200 não foi apresentada na Figura 4.5, pois as poro pressões na água são muito próximas à zero ou tornam-se positivas até a deformação axial de 5%, inviabilizando sua representação.

Finalmente, observando-se a parte (d) destas figuras nota-se uma proporcionalidade entre a tensão desviadora e a variável de estado $(\sigma_3 - u_w)$, de forma que as curvas normalizadas para uma mesma tensão confinante se confundem para as condições

“O” e “U” de moldagem. Os ensaios realizados na condição “S” diferem das outras representações devido a um possível sobreadensamento que as sucções mais elevadas geram no solo. Quando o material foi ensaiado sob tensões confinantes menores, como no caso do corpo de prova S50, este efeito tornou-se mais evidente. Já quando utilizou-se uma tensão confinante líquida de 100kPa, as diferenças entre as curvas S100 e O100 e U100 diminuíram, praticamente desaparecendo para uma tensão confinante líquida de 200 kPa.

4.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL SATURADOS

4.3.1. Dados de moldagem dos corpos de prova

Os ensaios CU saturados foram realizados utilizando-se os equipamentos e procedimentos apresentados no item 3.5, com corpos de prova moldados nas condições de umidade e densidade indicadas na Tabela 3.2. As tensões confinantes utilizadas foram de 50, 100 e 200 kPa. Na Tabela 4.2 estão as características de moldagem dos corpos de prova ensaiados. As sucções indicadas referem-se aos valores determinados com o tensiômetro de alta capacidade antes da aplicação da pressão confinante.

Tabela 4.2. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CU saturados realizados com carregamento controlado.

C.P.	W (%)	γ_d (g/cm ³)	GC _{FINAL} (%)	e	S (%)	γ_n (g/cm ³)	Sucção (kPa)
S50	18,3	1,54	101	0,77	65	1,82	214
S100	18,2	1,55	102	0,77	65	1,83	216
S200	18,3	1,56	102	0,76	66	1,84	223
O50	23,2	1,52	100	0,79	80	1,88	118
O100	23,3	1,53	100	0,79	81	1,88	118
O200	23,3	1,52	100	0,80	80	1,88	118
U50	26,1	1,49	98	0,84	85	1,88	88
U100	26,3	1,49	98	0,83	86	1,88	80
U200	26,3	1,49	98	0,84	86	1,88	73

4.3.2. Curvas tensão-deformação e variação da poro pressão-deformação

Os resultados dos ensaios de resistência saturados estão ilustrados na Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9, agrupados de acordo com a condição de moldagem utilizada no processo de cisalhamento do solo. Na parte (a) destas figuras encontram-se representadas as tensões desviadoras ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função das deformações axiais (ϵ),

enquanto que na parte (b) estão as variações dos valores das poro-pressões durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova. Por fim, na parte (c), apresentam-se as tensões desviadoras ($\sigma_1 - \sigma_3$) normalizadas pela tensão confinante efetiva (σ'_3) em função das deformações axiais (ϵ).

Figura 4.7. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição "S" de moldagem.

Figura 4.8. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição "O" de moldagem.

Figura 4.9. Resultados dos ensaios CU das amostras compactadas na condição “U” de moldagem.

Analisando-se as curvas (a) acima, constata-se que as tensões desviadoras não definem um valor máximo. De fato, por ser um ensaio com carregamento controlado, as tensões desviadoras aumentam gradativamente com o aumento da deformação axial até atingirem a ruptura, que variaram de $\epsilon_f = 6$ a 9%. Observa-se, também, que quanto maior a pressão de confinamento maior a tensão desviadora na ruptura, independente da condição inicial de moldagem do solo.

Agrupando-se estas curvas de acordo com a pressão confinante, observa-se que as maiores tensões desviadoras estão associadas aos corpos de prova mais secos. Entretanto, as diferenças entre elas são mais significativas nos ensaios realizados com pressões confinantes mais elevadas. Como exemplo citam-se os ensaios realizados com tensão confinante de 200kPa, onde é possível constatar que para o corpo de prova S200 a tensão desviadora na ruptura foi de aproximadamente 511kPa, enquanto que para os corpos de prova moldados nas condições O200 e U200 foram de 423kPa e 366kPa, respectivamente. Já no caso dos ensaios realizados com uma tensão confinante de 50kPa, as tensões desviadoras na ruptura foram, respectivamente, de 219kPa, 210kPa e 181kPa para os corpos de prova moldados nas condições S50, O50 e U50.

Analisando-se a parte (b) da Figura 4.7 a Figura 4.10, observa-se que a poro pressão

aumenta até valores de deformações axiais inferiores a 1,5% no caso dos ensaios realizados com tensão confinante de 50kPa, 2,0% no caso dos ensaios realizados com confinante de 100kPa e 3% no caso dos ensaios realizados com confinante de 200kPa. À única exceção foi a do ensaio U200 onde observou-se um aumento das poro-pressões até valores de deformações axiais da ordem de 7%.

Destaca-se também que, em geral, quanto maior o valor da pressão confinante aplicada aos corpos de prova, maiores foram os valores positivos do excesso de poro pressão no início do ensaio. Após atingirem o valor máximo, o excesso de poro pressão passa a diminuir, chegando a valores negativos em todos os ensaios realizados com tensões confinantes de 50 e 100kPa. Somente os ensaios O200 e U200 atingiram a ruptura com valores positivos de Δu .

Figura 4.10. Desenvolvimento das poro-pressões ao longo do cisalhamento dos corpos de prova.

Finalmente, analisando-se a parte (c) da Figura 4.7 a Figura 4.9, onde as tensões desviadoras encontram-se normalizadas pela tensão confinante efetiva, observa-se a definição de um valor máximo de $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_3$ no caso dos ensaios realizados com tensões confinantes de 50 e 100kPa, independente da condição inicial de moldagem do solo. O pico de $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_3$ correspondente a deformações axiais em torno de 3 a 4 %, passando em seguida a diminuir como o aumento da deformação axial. Já no caso dos ensaios executados com tensões confinantes de 200kPa este pico não é definido, sendo que a partir de deformações axiais em torno de 4 a 5 %, esta relação permanece praticamente constante. Assim, para elevados valores de deformações, as curvas resultantes dos ensaios realizados para uma mesma condição de moldagem tendem a se confundir, mostrando que as tensões desviadoras são proporcionais às tensões confinantes. Como consequência desta proporcionalidade, os círculos de Mohr representantes do estado de tensões na ruptura são círculos que definem uma envoltória reta.

4.4. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

4.4.1. Dados de moldagem dos corpos de prova

Os ensaios de cisalhamento direto executados para determinação da resistência de interface solo-geossintético foram realizados utilizando-se os equipamentos e procedimentos apresentados no item 3.6, com corpos de prova moldados nas condições de umidade e densidade indicadas na Tabela 3.2. As tensões normais utilizadas foram de 50, 100 e 200 kPa.

Na Tabela 4.3 estão as características de moldagem dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 4.3. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto saturados e não saturados.

C.P.	Condição	W (%)	γ_d (g/cm ³)	GC _{FINAL} (%)	e	S (%)	γ_n (g/cm ³)
S50	Não Sat.	18,4	1,54	101	0,77	64,9	1,83
S100	Não Sat.	18,6	1,54	101	0,78	65,5	1,83
S200	Não Sat.	18,5	1,54	101	0,78	65,3	1,83
O50	Não Sat.	22,9	1,53	100	0,79	79,3	1,88
O100	Não Sat.	23,2	1,52	100	0,79	79,8	1,88
O200	Não Sat.	23,1	1,53	100	0,79	79,4	1,88
O50_sat	Saturado	23,3	1,52	100	0,79	80,0	1,88
O100_sat	Saturado	23,1	1,53	100	0,79	79,7	1,88
O200_sat	Saturado	23,1	1,53	100	0,79	79,6	1,88
U50	Não Sat.	26,3	1,49	98	0,84	85,5	1,88
U100	Não Sat.	26,1	1,49	98	0,84	85,2	1,88
U200	Não Sat.	26,2	1,49	98	0,84	85,4	1,88

4.4.2. Curvas tensão cisalhante e deformação axial *versus* deslocamento horizontal

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados na condição não saturada estão ilustrados na Figura 4.11 a Figura 4.13, agrupados de acordo com a condição inicial de moldagem. Na parte (a) destas figuras encontram-se representadas as tensões cisalhantes (τ) em função dos deslocamentos horizontais (Δh) durante a fase de cisalhamento dos corpos de prova, enquanto que na parte (b) estão as deformações axiais (relação entre a variação do deslocamento vertical e a altura inicial do CP) em função dos deslocamentos horizontais (Δh).

Figura 4.11. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição "S" de moldagem.

Figura 4.12. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição "O" de moldagem.

Figura 4.13. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto das amostras compactadas na condição "U" de moldagem.

Analisando-se o desenvolvimento das tensões cisalhantes ao longo da execução dos ensaios, constata-se um rápido crescimento das mesmas para pequenos deslocamentos horizontais (em geral, inferiores a 1,5mm). Nota-se, também, que após atingirem um valor máximo ($\tau_{\max}$) as tensões cisalhantes decrescem gradativamente, tendendo a se estabilizar em um valor residual, denominado tensão cisalhante residual ou pós pico (τ_{pp}). Este comportamento foi evidenciado em todos os ensaios realizados na condição não saturada, independente da condição inicial de moldagem dos corpos de prova e da tensão normal utilizada nos ensaios. Porém, os picos de resistência mais evidentes foram observados nos ensaios realizados com amostras mais secas ou com tensões normais mais baixas.

Essa constatação pode ser justificada pelo fato da resistência de pico estar associada a necessidade dos grãos do solo transporem, durante o processo de cisalhamento, os obstáculos representados por outros grãos do solo e pela superfície rugosa do geossintético. Vencidos estes obstáculos, que exigem um aumento de volume (dilatação do solo), a resistência cai a um valor residual. E, conforme se verá mais

adiante, quanto menor a tensão normal utilizada no ensaio e maior a sucção matricial das amostras, maior a dilatação observada, justificando os picos de resistência mais evidentes para estas condições de ensaio.

O segundo pico de resistência identificado em todos os ensaios realizados, distantes de 2 a 2,5mm do primeiro pico de resistência, está associado a transposição de uma nova linha de saliências constituintes da superfície rugosa do geossintético. De fato, como a superfície da fita polimérica é constituída por losangos de polietileno com diagonais menores medindo cerca de 2 a 2,5mm de comprimento (no sentido do cisalhamento), novos picos de resistência se formam a medida que os deslocamentos se processam. Entretanto, nota-se que são menos expressivos que os primeiros picos registrados.

Além disso, a partir da parte (a) da Figura 4.11 a Figura 4.13 verifica-se, também, que para uma mesma condição de moldagem, quanto maior o valor da tensão normal aplicada, maiores as tensões cisalhantes máximas e as tensões residuais obtidas. Como exemplo, citam-se os ensaios realizados com os corpos de prova moldados na condição “S”, onde é possível constatar um acréscimo de aproximadamente 120% na tensão cisalhante de pico para o corpo de prova S200 quando comparado ao S50. Conforme será discutido posteriormente, estes acréscimos irão definir uma envoltória de resistência de interface solo-reforço crescente com a tensão vertical.

Do mesmo modo, verifica-se que quanto menor o teor de umidade do solo, maior a máxima tensão cisalhante obtida. Salienta-se que as reduções das tensões de pico foram da ordem de 50%, 36% e 25% entre as amostras mais secas para as mais úmidas, sob tensões normais de 50, 100 e 200kPa, respectivamente.

Este fato mostra que o umedecimento das camadas de solo em uma estrutura de contenção em solo reforçado gera perdas consideráveis na resistência de pico de interface solo-reforço, especialmente no trecho mais superficial da contenção, cujas tensões normais atuantes são menores.

A Figura 4.14 sintetiza estas conclusões, mostrando a influência da tensão normal e do teor de umidade do solo no valor da máxima tensão cisalhante atuante na interface solo-reforço. Salienta-se que, conforme observado nas curvas de retenção de água, baixos teores de umidade do solo correspondem a valores de sucção mais elevados,

assim como sucções relativamente baixas estão associadas a teores de umidade do solo mais elevados.

Destaca-se que os resultados dos ensaios realizados na condição “U” não saturada se assemelham àqueles obtidos para a condição “O” saturada.

Figura 4.14. Influência da tensão normal e do teor de umidade no valor da máxima tensão cisalhante.

Outro aspecto interessante a ser destacado é o fato das tensões cisalhantes residuais praticamente não terem variado com o aumento ou com a diminuição o teor de umidade (sucção) do solo para uma determinada tensão normal de ensaio (Figura 4.15). Acredita-se que este fenômeno esteja associado à ruptura do menisco ar-água formado ao longo da interface solo – reforço após o alcance da máxima tensão de cisalhamento. Com isso, reduz-se o efeito da sucção na superfície de contato solo-reforço (adesão aparente) e, consequentemente, a resistência residual torna-se fundamentalmente dependente do ângulo de atrito de interface.

As ligeiras diferenças observadas, especialmente no caso dos ensaios “U”, podem ser associadas a variabilidade dos ensaios, haja vista que as resistências residuais obtidas para os ensaios saturados se aproximam às dos ensaios realizados nas condições “O” e “S” de moldagem.

Figura 4.15. Influência da tensão normal e do teor de umidade no valor da tensão cisalhante residual.

A partir do item (b) da Figura 4.11 a Figura 4.13 conclui-se que, para uma mesma condição inicial de moldagem dos corpos de prova, quanto maior a tensão normal aplicada, maior o deslocamento horizontal necessário para se atingir a máxima tensão cisalhante. No caso dos ensaios realizados com tensão normal de 50kPa, por exemplo, as máximas tensões cisalhantes foram registradas para deslocamentos horizontais situados entre 0,5 e 0,7mm, com uma redução de 35 a 75% em seus valores para deslocamentos da ordem de 6mm (tensões cisalhantes residuais). Já no caso dos ensaios realizados com tensões normais de 100 e 200kPa, os deslocamentos horizontais associados às tensões cisalhantes máximas foram, respectivamente, de 0,7 a 1,1mm e de 1 a 2,2mm e as reduções das tensões cisalhantes foram de aproximadamente 30 a 40% e de 10 a 30% para deslocamentos da ordem de 6mm.

Destaca-se, também, que a secagem de 5% das amostras (passagem da condição “O” para a condição “S” de moldagem) não alterou de forma significativa os deslocamentos horizontais associados às tensões cisalhantes de pico. Entretanto, os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência de pico das fitas poliméricas inseridas no solo mais úmido (condição “U” de moldagem) foram bem superiores àqueles obtidos quando o solo encontrava-se na condição ótima de umidade. A única exceção foi a do ensaio U50, onde foi detectada uma diminuição dos deslocamentos horizontais de pico comparado com os ensaios S50 e O50.

Ainda, analisando-se a parte (b) destas figuras, verifica-se que os corpos de prova apresentaram, no início do cisalhamento, uma contração volumétrica tão maior quanto maior o valor da tensão normal aplicada nos ensaios, independente da condição inicial de moldagem das amostras. Além disso, observa-se que, de maneira geral, quanto menor o teor de umidade do solo, maior sua contração volumétrica, independente da tensão normal utilizada no ensaio. A única exceção foi o ensaio U200, que apresentou uma contração volumétrica superior às dos ensaios S200 e O200.

Este processo de contração volumétrica identificado no início do cisalhamento pode ser atribuído a acomodação das partículas do solo após o início da aplicação das tensões cisalhantes, que é tão maior quanto maiores a tensão normal e sucção matricial no solo.

Além disso, na parte (b) da Figura 4.11 a Figura 4.13, nota-se que, ainda antes de ser atingida a máxima tensão cisalhante, há uma reversão no processo de variação volumétrica do solo. A partir deste ponto, à exceção do ensaio U200, o solo começa a se dilatar.

De maneira geral, observou-se que sua dilatação foi tão maior quanto menor a tensão normal utilizada no ensaio ou quanto maior a sucção matricial inicial nas amostras ensaiadas (menor o teor de umidade do solo). Este processo de aumento do volume continuou até o início da estabilização das tensões cisalhantes.

O processo de dilatação identificado ainda antes de ser atingida a máxima resistência ao cisalhamento pode ser explicado pela necessidade dos grãos do solo transporem os obstáculos representados por outros grãos do solo e pela superfície rugosa do geossintético, que exige um aumento de volume.

No caso dos resultados dos ensaios saturados, apresentados na Figura 4.16, nota-se a inexistência de picos de resistência muito evidentes. Porém, assim como nos ensaios não saturados, as tensões cisalhantes atingem um valor máximo e posteriormente decrescem gradativamente, tendendo a se estabilizar em um valor residual.

Essa constatação pode ser justificada pela dilatação volumétrica pouco expressiva dos CP's ensaiados na condição saturada. No caso dos ensaios realizados na condição "O" de moldagem e sob tensão normal de 50kPa, por exemplo, a máxima

deformação axial registrada foi de 0,1% no ensaio saturado e de 0,4% no ensaio não saturado. Assim, houve a formação de um pico de resistência mais evidente no ensaio O50 não saturado e um menos evidente no ensaio O50 saturado.

Figura 4.16. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas na condição "O" de moldagem e inundadas.

Da Figura 4.16 conclui-se, também, que quanto maior o valor da tensão normal aplicada, maiores os valores das tensões cisalhantes máximas, das tensões residuais e dos deslocamentos horizontais associados às tensões cisalhantes de pico.

4.5. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

4.5.1. Dados de moldagem dos corpos de prova

Os ensaios de arrancamento foram realizados utilizando-se os equipamentos e procedimentos apresentados no item 3.7, com corpos de prova moldados nas condições de umidade e densidade indicadas na Tabela 3.2. As tensões verticais utilizadas foram de 50, 100 e 200 kPa. Na Tabela 4.4 estão as características de moldagem dos corpos de prova ensaiados.

Tabela 4.4. Condições iniciais de moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de arrancamento não saturados.

C.P.	W (%)	γ_d (g/cm ³)	GC _{FINAL} (%)	e	S (%)	γ_n (g/cm ³)
S50	18,2	1,54	101	0,77	64,6	1,83
S100	18,3	1,54	101	0,78	64,8	1,83
S200	18,1	1,55	101	0,78	64,3	1,83
O50	23,3	1,52	100	0,79	80,1	1,88
O100	23,4	1,52	100	0,79	80,3	1,88
O100_2	23,3	1,52	100	0,79	80,1	1,88
O200	23,3	1,52	100	0,79	80,1	1,88
U50	26,2	1,49	98	0,84	85,4	1,88
U100	26,5	1,48	97	0,84	86,0	1,88
U200	26,1	1,49	98	0,84	85,2	1,88

4.5.2. Variação da sucção ao longo do ensaio

Assim como nos ensaios triaxiais, os ensaios de arrancamento foram realizados acompanhando-se a variação da sucção durante o processo de aplicação da sobrecarga, adensamento e arrancamento das fitas poliméricas. Os resultados obtidos para todas as condições de moldagem e tensões normais de ensaio encontram-se anexos à esta dissertação (Anexo B).

Para ilustrar o comportamento típico observado apresenta-se, na Figura 4.17, o resultado do ensaio realizado com o corpo de prova S200.

A partir deste gráfico é possível observar que a instalação do tensiômetro no interior da caixa de ensaios, realizada nos 2 minutos iniciais do ensaio, provocou pequenas alterações no valor da sucção registrada. Após a estabilização das leituras do tensiômetro determinou-se a sucção de moldagem do CP, denominada sucção inicial. Para o ensaio em questão (S200), o valor medido pelo tensiômetro foi de 166kPa, no tempo de 7 minutos.

A partir deste instante aplicou-se a tensão normal de 200 kPa injetando-se ar sobre pressão ao orifício existente na face superior da caixa. A aplicação desta pressão gerou uma redução imediata na sucção do corpo de prova, sendo considerado o fim da etapa de “adensamento” o momento em que a mesma se estabilizou em um

determinado valor. Neste exemplo, o valor estabilizado da sucção após a aplicação da tensão normal foi de aproximadamente 154kPa.

Figura 4.17. Variação da sucção durante o ensaio de arrancamento do corpo de prova S200.

Concluída a fase de “adensamento” iniciou-se a etapa de arrancamento da fita polimérica. Como é possível observar, as variações registradas ao longo do ensaio (entre 18 e 82 minutos) foram muito pequenas e, como será visto mais adiante, estão associadas às máximas forças de arrancamento.

Após o término do ensaio foi feito o descarregamento da fita polimérica e o alívio da tensão normal. Com isso, o tensiômetro passou a registrar valores de sucção muito próximos à sucção do solo após a moldagem (168kPa para o exemplo em questão).

Por fim, o tensiômetro foi retirado da caixa de ensaios, higienizado e introduzido em um recipiente com água deionizada.

4.5.3. Calibração da célula de tensão total

A célula de tensão total (CTT) utilizada para medir as variações das tensões verticais atuantes na interface solo-reforço foi calibrada de quatro maneiras diferentes.

As curvas obtidas estão apresentadas na Figura 4.18.

A primeira calibração, denominada CA 01, foi realizada aplicando-se carregamentos conhecidos diretamente sobre a superfície da célula de tensão total. Já as outras três, denominadas CA 02, CA 03 e CA 04, foram efetuadas com este instrumento instalado no interior da caixa de ensaios, que estava preenchida com o solo em estudo na condição “O” de moldagem. No caso da calibração CA 02, a caixa estava preparada para o ensaio, ou seja, a fita polimérica estava instalada em seu interior. Já no caso da calibração CA 03 e CA 04, só havia solo no interior da caixa de ensaios. Os três primeiros processos de calibração foram realizados incrementando-se as pressões verticais e registrando-se as voltagens de saída após a sua estabilização. Já a calibração CA 04 foi feita aliviando-se as pressões no interior da caixa de ensaios.

Analisando-se as curvas obtidas nota-se uma grande semelhança entre os resultados das calibrações CA 01 a CA 03, indicando que a presença da fita polimérica e/ou do solo compactado não afetam de maneira significativa as leituras registradas. A curva de calibração utilizada na interpretação dos ensaios de arrancamento foi determinada interpolando-se os resultados destas três calibrações através de um ajuste linear. Os resultados obtidos a partir da calibração CA 04 (descarregamento) foram desprezados.

Figura 4.18. Calibração da célula de tensão total.

4.5.4. Curvas tensão normal *versus* deslocamento horizontal

Os ensaios de arrancamento foram realizados acompanhando-se as variações das tensões verticais atuantes na interface solo-reforço durante todo o processo de arrancamento do reforço. A Figura 4.19 ilustra um comportamento típico observado,

apresentando as variações da tensão normal em função do deslocamento da fita polimérica nos ensaios realizados com os corpos de prova compactados na condição “O” de moldagem.

Figura 4.19. Variações da tensão normal em função dos deslocamentos do reforço durante o ensaio de arrancamento – condição “O” de moldagem.

Analisando-se essas curvas observam-se oscilações cíclicas nos valores das tensões normais registradas durante o arrancamento do reforço, com picos máximos e mínimos de tensões com valores diferentes das sobrecargas aplicadas.

Salienta-se que os sucessivos picos observados, melhor visualizados nos ensaios realizados sob tensões normais de 50 e 100kPa, são coincidentes com os picos de resistência apresentados no item 4.5.5 desta dissertação.

A distância entre eles equivale ao comprimento da diagonal menor dos losangos constituintes da superfície rugosa do reforço, que varia de 2 a 2,5mm. Assim, e sabendo-se que a pressão aplicada pelo colchão inflável acoplado à tampa da caixa de ensaios mantém-se constante, conclui-se que as oscilações registradas pela CTT estão associadas à necessidade dos grãos do solo transporem, durante o processo de arrancamento, aos obstáculos representados pela superfície rugosa do geossintético. Nessa situação, que exige um aumento de volume do solo, a tensão vertical cresce nas proximidades do reforço devido à restrição parcial da dilatação do solo, imposta pelas espessas camadas de cobertura e de suporte de solo sobre o reforço. Consequentemente, há um acréscimo na resistência ao arrancamento do reforço. Vencido este obstáculo, a tensão normal atuante na interface solo-geossintético decresce até a aproximação das paredes dos próximos losangos

constituintes da superfície rugosa do reforço, iniciando um novo ciclo de aumento das tensões verticais.

As máximas amplitudes de tensões registradas foram da ordem de 45, 40 e 55kPa para os ensaios realizados sob tensões normais de 50, 100 e 200kPa, respectivamente. Destaca-se, também, que sua amplitude diminui à medida que o arrancamento se processa. Entretanto, o valor médio das tensões normais atuantes no contato solo-reforço é aproximadamente igual ao da sobrecarga aplicada no solo.

4.5.5. Curvas tensão de arrancamento e sucção *versus* deslocamento horizontal

Os resultados dos ensaios de arrancamento estão ilustrados na Figura 4.20 a Figura 4.22, agrupados de acordo com a condição inicial de moldagem. Na parte (a) destas figuras encontram-se representadas as tensões de arrancamento (τ) em função dos deslocamentos horizontais do reforço (Δh), enquanto na parte (b) estão as variações da sucção matricial do solo em função dos deslocamentos horizontais (Δh).

Figura 4.20. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição “S” de moldagem.

Figura 4.21. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição "O" de moldagem.

Figura 4.22. Resultados dos ensaios de arrancamento - condição "U" de moldagem.

Analisando-se o desenvolvimento das tensões de arrancamento ao longo da execução dos ensaios, nota-se uma semelhança de comportamento com aquelas obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto. No início, verifica-se um rápido crescimento das tensões de arrancamento que, após atingirem um valor máximo ($\tau_{\max}$), decrescem gradativamente até se estabilizarem em um valor residual, denominada tensão de arrancamento residual ou pós pico (τ_{pp}). Este comportamento foi evidenciado em todos os ensaios realizados, independente da condição inicial de moldagem dos corpos de prova e da tensão normal utilizada nos mesmos. Porém, assim como nos ensaios de cisalhamento direto, os picos de resistência mais evidentes foram observados nos ensaios realizados com as amostras mais secas.

Conforme exposto anteriormente, essa constatação pode ser justificada pelo fato da resistência de pico estar associada à necessidade dos grãos do solo transporem, durante o processo de arrancamento, os obstáculos representados por outros grãos do solo e pela superfície rugosa do geossintético. Vencidos estes obstáculos, que exigem um aumento de volume (dilatação do solo), a resistência cai a um valor residual. E, conforme discutido no item 4.4.2, quanto menor a tensão normal utilizada no ensaio e maior a sucção matricial das amostras, maior a dilatação observada, justificando os picos de resistência mais evidentes para estas condições de ensaio.

Os sucessivos picos de resistência evidenciados de maneira mais clara nos ensaios realizados com as amostras mais secas e sob tensões normais mais baixas (curvas S50 e O50 das Figuras 4.19 e 4.20 (b), por exemplo) estão associados a transposição das saliências constituintes da superfície rugosa do geossintético a medida que os deslocamentos se processam. Os resultados experimentais evidenciaram picos de tensões espaçados de 2 a 2,5mm, que coincidem com o comprimento das diagonais dos losangos de polietileno constituintes do revestimento da fita polimérica. Nota-se, também, que estes picos tornam-se menos expressivos a medida que o arrancamento se processa.

Além disso, a partir da parte (b) da Figura 4.20 a Figura 4.22 conclui-se que, para uma mesma condição de moldagem, quanto maior o valor da tensão normal aplicada, maior o valor da máxima tensão de arrancamento, da tensão residual e do deslocamento horizontal necessário para se atingir $\tau_{\max}$.

A Figura 4.23 sintetiza estas conclusões, mostrando a influência da tensão normal e do teor de umidade do solo no valor da máxima tensão de arrancamento atuante na interface solo-reforço. Nela constata-se que, para uma mesma tensão normal, quanto maior o valor da sucção inicial das amostras ensaiadas, maior a máxima tensão de arrancamento obtida. Os resultados experimentais mostraram que o umedecimento de 3% do solo (passagem da condição “O” para a “U” de moldagem) gerou uma redução de 30 a 40% nos valores das máximas tensões de arrancamento, enquanto que a secagem de 5% do mesmo (passagem da condição “O” para “S” de moldagem) gerou um ganho de resistência de apenas 10 a 20%.

No caso dos ensaios realizados com tensão normal de 50kPa, por exemplo, as máximas tensões de arrancamento foram registradas para deslocamentos horizontais situados entre 2,2 e 2,8mm, com uma redução de 60 a 80% em seus valores para deslocamentos da ordem de 60mm (tensões de arrancamento residuais). Já no caso dos ensaios realizados com tensões normais de 100 e 200kPa, os deslocamentos horizontais associados às máximas tensões de arrancamento foram, respectivamente, de 2,4 a 3,6mm e de 3,4 a 4,2mm e as reduções das tensões cisalhantes foram de aproximadamente 40 a 70% e de 45 a 60% para deslocamentos da ordem de 60mm. Destaca-se que quanto mais seca a amostra, maior a perda de resistência após o pico (mais evidente o pico de resistência).

Figura 4.23. Influência da tensão normal e da sucção no valor da máxima tensão de arrancamento.

Entretanto, salienta-se que nem o aumento nem a redução da sucção afetaram de forma significativa o valor da tensão de arrancamento residual e os deslocamentos horizontais associados às tensões de pico, que se mantiveram praticamente constantes para uma determinada tensão normal de ensaio. Conforme exposto no item 4.4.2, acredita-se que este fenômeno esteja associado à ruptura do menisco ar-água formado ao longo da interface solo – reforço após o alcance da máxima tensão de arrancamento, reduzindo o efeito da sucção (adesão aparente) na superfície de contato do solo com o gessintético. As ligeiras diferenças observadas podem ser associadas à própria variabilidade dos ensaios.

Figura 4.24. Influência da tensão normal e da sucção no valor da tensão de arrancamento residual.

Analisando-se o desenvolvimento da sucção ao longo da execução dos ensaios (parte (a) da Figura 4.20 a Figura 4.22), constata-se um comportamento muito similar entre as curvas. A partir delas, verifica-se que a água manteve-se sob pressão negativa em praticamente todos os ensaios realizados, à exceção do U100 e do U200, que apresentaram pressões positivas ligeiramente superiores a zero.

Nos ensaios com predominância de pressões neutras negativas, observa-se um ligeiro aumento no valor da sucção matricial do solo, seguida pela formação de um pico e uma reversão de comportamento após o alcance da máxima resistência ao arrancamento. A partir daí, a sucção decresce até atingir sua estabilização em um valor residual ligeiramente superior ou inferior ao valor da sucção inicial de ensaio.

Destaca-se que as variações registradas no instante em que ocorreram as máximas forças de arrancamento foram muito pequenas, de no máximo 2 kPa, e podem ser atribuídas ao rearranjo das partículas do solo durante o arrancamento do reforço. Conforme evidenciado nos ensaios de cisalhamento direto, à medida que os deslocamentos foram mobilizados, o solo se dilatou para transpor os obstáculos representados pelos próprios grãos do solo e pela superfície rugosa do geossintético. Consequentemente, houve um ligeiro acréscimo na sucção matricial do solo.

O mesmo comportamento foi observado por Hatami et al. (2013) ensaiando um geotêxtil tecido de polipropileno em uma areia argilosa com 33% de passantes na peneira #200. As variações observadas durante os ensaios de arrancamento realizados com as amostras compactadas nos teores de umidade ótimo, ótimo +2% e ótimo -2% foram da ordem de 2kPa, muitos similares às desta pesquisa.

Já no caso dos ensaios com predominância de pressões neutras positivas (U100 e U200), observa-se um aumento em seus valores até ser atingido o pico de resistência ao arrancamento. Em seguida, as pressões neutras positivas diminuem gradativamente até atingirem o valor nulo para deslocamentos da ordem de 60mm.

Salienta-se que as oscilações observadas nas curvas $\tau \times \Delta h$ e $\psi \times \Delta h$ dos ensaios O50, O100 e U200, nas proximidades dos 20mm, 10mm e 50mm de deslocamento, respectivamente, estão associadas a uma queda momentânea da pressão de ar no interior da bolsa inflável da caixa de ensaios. Essas quedas foram facilmente detectadas pelo aumento da sucção registrada pelo tensiômetro. A correção da pressão foi feita através de um manômetro e de uma válvula reguladora de pressão instaladas entre a rede de ar pressurizado do Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP e a caixa de ensaios.

5. DISCUSSÕES

5.1. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

5.1.1. Aspectos relacionados à sucção nos corpos de prova

Na Tabela 5.1 estão indicadas as sucções iniciais dos corpos de prova determinadas com o tensiômetro de alta capacidade após o enchimento da câmara triaxial e seus valores após a aplicação da tensão confinante e na ruptura.

Tabela 5.1. Sucções registradas pelo TAC nos ensaios triaxiais CW não saturados.

C.P.	W(%)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	Sucção após moldagem (kPa)	Sucção após confinante (kPa)	Sucção na ruptura (kPa)
S50	18,3	50	248	225	205
S100	18,3	100	246	208	197
S200	18,1	200	270	204	192
O50	23,2	50	126	102	103
O100	23,1	100	140	102	108
O200	23,1	200	140	88	88
U50	26,1	50	98	64	71
U100	26,2	100	92	44	47
U200	26,2	200	94	5	8

Os dados referentes à sucção inicial dos corpos de prova e sua variação após a aplicação da tensão confinante estão representados na Figura 5.1. A partir dela é possível concluir que ao longo de todos os ensaios triaxiais realizados houve uma redução da sucção após a aplicação da tensão confinante, independente das condições iniciais de moldagem dos corpos de prova. Além disso, verificou-se que quanto maior a tensão confinante aplicada, maiores as reduções observadas. Nas amostras com teores de umidade mais elevados ($w=26,2\%$), por exemplo, as reduções nas sucções foram da ordem de 35, 50 e 90kPa para as tensões confinantes de 50, 100 e 200kPa, respectivamente.

Comparando-se as condições “S” e “O” de moldagem dos corpos de prova, verificam-se reduções proporcionais nos valores das sucções para tensões confinantes de 50 e 100kPa. Consequentemente, as trajetórias de variação da sucção apresentadas pela Figura 5.1 são paralelas. Entretanto, essa proporcionalidade não foi observada nos

ensaios realizados com tensão confinante de 200kPa, cujo efeito foi mais significativo para o corpo de prova compactado na condição “S” do que na condição “O” de moldagem. Salienta-se também, que independente da tensão confinante utilizada no ensaio, as reduções dos valores iniciais das sucções foram mais significativas para o solo compactado no ramo úmido da curva de compactação.

Figura 5.1. Variação da sucção após aplicação da pressão confinante nos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais CW não saturados.

Outro aspecto interessante a ser destacado é que existe uma tendência das amostras compactadas com teor de umidade de 5% abaixo da ótima (S50, S100 e S200) romperem com valores de sucção inferiores às sucções iniciais medidas no início do ensaio. Já no caso das amostras compactadas no ponto ótimo (O50, O100 e O200) e com teor de umidade 3% acima da ótima (U50, U100 e U200), as rupturas aconteceram, respectivamente, com valores de sucção iguais e superiores à sucção obtida no início dos ensaios.

Este fato é ilustrado pela Figura 5.2 onde se apresentam as umidades de moldagem dos corpos de prova em função das sucções iniciais e de ruptura medidas nos ensaios. Os resultados encontram-se agrupados de acordo com a tensão confinante líquida utilizada no processo de cisalhamento do solo.

Figura 5.2. Sucção após aplicação da pressão confinante e na ruptura dos corpos de prova.

5.1.2. Análise das trajetórias de tensões

Na Figura 5.3 apresentam-se as trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CW não saturados. O início das trajetórias corresponde ao valor da sucção dos corpos de prova após a aplicação da pressão confinante de ensaio, e o término a sucção na ruptura.

A partir destes gráficos é possível concluir que existe uma tendência das trajetórias apresentarem uma redução da sua curvatura à medida que a sucção inicial dos corpos de prova aumenta, independente da tensão confinante de ensaio.

Este fato está associado a variação da sucção ao longo da fase de cisalhamento dos corpos de prova. Conforme destacado anteriormente, verificou-se um decréscimo nos valores das sucções para baixas deformações axiais, tão maiores quanto maior a sucção inicial dos corpos de prova independente da tensão confinante utilizada nos ensaios (Figura 4.6). No entanto, após esta redução inicial, a sucção aumentou gradativamente tendendo a se estabilizar para valores próximos à ruptura do solo. No

caso das amostras com sucções iniciais mais elevadas (condição “S” de moldagem) os corpos de prova romperam com diminuição da sucção, enquanto que as amostras compactadas na condição “O” e “U” de moldagem romperam, respectivamente, com valores de sucção iguais e superiores à sucção inicial dos ensaios. Dessa forma, as amostras mais úmidas apresentam trajetórias de tensão mais curvadas, caracterizando maiores oscilações nos valores da sucção durante a fase de cisalhamento.

Salienta-se também que este material manteve-se sob pressão da água negativa em praticamente todos os ensaios realizados. Pressões positivas foram registradas apenas no ensaio U200 da série, onde o solo estava sob elevada condição de umidade e tensão confinante. Entretanto, foram de pequena magnitude, muito próximas a zero. Pressões negativas predominaram nos ensaios realizados.

Figura 5.3. Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CW não saturados realizados com tensão confinante líquida de 50kPa, 100kPa e 200kPa para as três condições de moldagem.

A Figura 5.4 a seguir apresenta as trajetórias de tensões efetivas para os três pontos de estudo, obtidas a partir dos ensaios CU saturados. Além disso, são apresentadas as envoltórias de ruptura em termos de $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ e $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, que serão analisadas no tópico 5.1.3.

Figura 5.4. Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com tensão confinante líquida de 50kPa, 100kPa e 200kPa para as três condições de moldagem.

Como é possível observar, as trajetórias de tensões efetivas obtidas apresentam um formato quase linear e uma inclinação muito próxima à das trajetórias de tensões totais, cujos formatos seriam uma reta formando 45° com o eixo horizontal. Este fato confirma que as pressões neutras geradas (diferença de abscissa de um ponto na trajetória de tensões efetivas ao correspondente ponto na trajetória de tensões totais) não foram muito elevadas.

Outro ponto a ser destacado é que, à exceção dos ensaios O200 e U200, as trajetórias de tensões efetivas caminham sobre as envoltórias de resistência para grandes deformações. Este fato está associado à diminuição da pressão neutra no interior dos

corpos de prova durante os últimos carregamentos (ver Figura 4.10). Esta redução faz com que o CP ganhe resistência e caminhe sobre sua envoltória. Já no caso dos ensaios mais úmidos realizados com uma confinante de 200 kPa (O200 e U200), este comportamento não acontece pois os corpos de prova atingem a ruptura com valores positivos de Δu , ou seja, com valores de u superiores aos do início do ensaio.

5.1.3. Envoltória de resistência

5.1.3.1. Análise dos ensaios triaxiais não saturados

Para obtenção da envoltória de resistência do solo utilizando-se apenas os resultados dos ensaios triaxiais não saturados foram avaliados três critérios de ruptura, definidos pelos máximos das curvas I, II e III apresentadas no item 4.2.3. desta dissertação:

- Critério de ruptura I: máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$;
- Critério de ruptura II: máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$;
- Critério de ruptura III: máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$.

Salienta-se que os pontos máximos das curvas I e III forneceram $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, ε_f e $(u_a - u_w)_f$ equivalentes, ou seja, os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir destes dois critérios são iguais. Dessa forma, apenas dois grupos de resultados e duas envoltórias serão apresentadas neste tópico: uma obtida a partir dos critérios de ruptura I ou III (Tabela 5.2 e Figura 5.5) e a outra obtida a partir dos máximos da curva II (Tabela 5.3 e Figura 5.6).

Para interpretação dos resultados e determinação das envoltórias de resistência utilizou-se o diagrama $(p \times q \times r)_f$, onde:

$$q_f = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \right]_f \quad (5.1)$$

$$p_f = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - u_a \right]_f \quad (5.2)$$

$$r_f = [u_a - u_w]_f \quad (5.3)$$

$$q_f = d' + p_f \cdot \tan \psi' + r_f \cdot \tan \psi^b \quad (5.4)$$

Tabela 5.2. Resultados dos ensaios triaxiais CW utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ ou da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$.

CP	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	ε_f (mm/mm)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	q_f (kPa)	p_f (kPa)
S50	50	431	5,3	205	215	265
S100	100	506	5,0	197	253	353
S200	200	671	5,9	192	335	535
O50	50	341	4,5	103	170	220
O100	100	419	7,5	108	209	309
O200	200	526	8,6	88	263	463
U50	50	268	7,1	71	134	184
U100	100	307	7,4	47	153	253
U200	200	410	9,5	8	205	405

Tabela 5.3. Resultados dos ensaios triaxiais CW utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \varepsilon$.

CP	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	ε_f (mm/mm)	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	q_f (kPa)	p_f (kPa)
S50	50	431	5,3	205	215	265
S100	100	495	3,9	192	247	347
S200	200	654	4,8	187	327	527
O50	50	327	3,6	97	164	214
O100	100	384	4,0	92	192	292
O200	200	469	3,8	75	235	435
U50	50	243	4,0	59	121	171
U100	100	246	2,8	31	123	223
U200	200	358	4,5	1	179	379

As envoltórias de resistência ao cisalhamento foram obtidas ajustando-se um plano com inclinações ψ' e ψ^b aos nove pontos experimentais apresentados acima, sem assumir os valores de c' e φ' da condição saturada.

Os parâmetros de resistência do solo c' , φ' e φ^b foram determinados a partir das relações apresentadas abaixo:

$$\sin \varphi' = \tan \psi' \quad (5.5)$$

$$\tan \psi^b = \tan \varphi^b \cdot \cos \varphi' \quad (5.6)$$

$$d' = c' \cdot \cos \varphi' \quad (5.7)$$

Figura 5.5. Envoltória planar de resistência definida considerando-se os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ ou das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_3 - u_w) \times \epsilon$ (critérios I ou III de ruptura).

Figura 5.6. Envoltória planar de resistência definida considerando-se os máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) / (u_a - u_w) \times \epsilon$ (critério II de ruptura).

Tabela 5.4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

Critério de ruptura	$\tan \psi^b$	$\tan \psi'$	d' (kPa)	φ' (°)	φ^b (°)	c' (kPa)	r^2
I ou III	0,3698	0,4353	29,10	26	22	32	0,994
II	0,4288	0,4155	24,06	25	25	26	0,989

Comparando-se as envoltórias obtidas pelos diferentes critérios de ruptura nota-se uma diferença de 6kPa no valor de c' e de 3° no valor de φ^b . Já o ângulo de atrito interno (φ') manteve-se praticamente constante, com apenas 1° de diferença.

Os elevados valores do coeficiente de correlação (r^2) apresentados na Tabela 5.4 indicam que um plano pode representar bem a envoltória de resistência deste solo para as faixas de sucção e tensões confinantes utilizadas neste trabalho.

Considerando-se que os parâmetros de resistência obtidos a partir do máximo das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w) \times \varepsilon$ são iguais (critérios I e III) e que o fator de correlação (r^2) determinado a partir delas é superior aquele obtido a partir do máximo das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w) \times \varepsilon$ (critério II), definiu-se a seguinte equação para representar a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo obtida somente a partir dos ensaios não saturados:

$$\tau = 32 + (\sigma - u_a) \cdot \tan 26^\circ + (u_a - u_w) \cdot \tan 22^\circ \quad (5.8)$$

O fato dos corpos de prova compactados na condição “S” apresentarem índices de vazios ($e_s=0,77$) ligeiramente inferiores àqueles compactados na umidade ótima ($e_o=0,79$) ou no ramo úmido ($e_u=0,84$) mostrou-se pouco significativo assumindo a definição de uma superfície de ruptura única para todas as condições de moldagem.

De fato, ao se aplicar uma regressão linear aos pontos de máxima ordenada dos círculos de Mohr obtidos através dos ensaios realizados na condição “S” ou “O” de moldagem, conforme ilustrado pela Figura 5.7, obtém-se valores de coesão aparente e de ângulos de atritos muito próximos àqueles obtidos utilizando-se todos os resultados experimentais para se determinar estes mesmos parâmetros.

Os valores determinados utilizando-se separadamente as condições “S” e “O” de moldagem foram, respectivamente, $\varphi'=25^\circ$ e $c=115\text{kPa}$ e $\varphi'=25^\circ$ e $c=85\text{kPa}$, conforme Figura 5.7. Já utilizando-se os nove pontos experimentais (conforme equação 5.8) os parâmetros obtidos foram de $\varphi'=26^\circ$ e $c=112\text{kPa}$ ou 78kPa , muito próximos aos anteriores.

Ressalta-se que esta interpretação só se aplica às condições “S” e “O” de moldagem, pois as sucções na ruptura dos corpos de provas são próximas, independente da tensão confinante utilizada no ensaio. Devido a isso, os círculos de Mohr para uma determinada condição de moldagem se encontram em um mesmo plano, ou seja, estão aproximadamente alinhados no eixo u_a-u_w . Isso não acontece para a condição “U” de moldagem, haja vista que as sucções na ruptura diferem para cada tensão confinante utilizada no ensaio (ver Tabela 5.2 e Figura 5.5). Assim, para esta condição de moldagem, os círculos de Mohr não se encontram no mesmo plano e precisariam ser rebatidos para uma adequada determinação da sua envoltória de resistência no plano $\tau_x(\sigma-u_a)$.

A grande similaridade no comportamento de retenção de água do solo compactado nas três condições de moldagem confirma esta hipótese (ver item 4.1), indicando que a estrutura do solo compactado na umidade ótima ou no ramo úmido da curva de compactação é semelhante à obtida compactando-se o solo na condição “S” de moldagem. Com isso, não são esperadas diferenças significativas entre os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo saturado obtidos a partir das condições “S”, “O” e “U” de moldagem.

Oliveira (2004), realizando ensaios triaxiais e de compressão simples em amostras saturadas e não saturadas de um solo residual de gnaiss similar ao desta pesquisa, também concluiu que as superfícies de ruptura obtidas para as condições de moldagem na umidade ótima e no ramo úmido (umidade ótima +3% e GC=97% do

Proctor Normal) são semelhantes. No caso do ramo seco esta comparação não se aplica, pois os corpos de prova ensaiados por este autor foram compactados com 97% do PN, enquanto que nesta pesquisa a condição “S” de moldagem está associada a um grau de compactação de aproximadamente 101% do PN.

Assim, acredita-se que as diferentes densidades secas utilizadas neste trabalho (1,49 a 1,55 g/cm³) não interferem de maneira significativa nos parâmetros de resistência do solo em questão, possibilitando a utilização de todos os pontos experimentais para a determinação de uma superfície única de ruptura para o solo.

A Figura 5.8 a seguir apresenta os círculos de Mohr definidos pelos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ e os interceptos de coesão para cada ensaio realizado, obtidos a partir da equação 5.8.

Figura 5.8. Círculos de Mohr e interceptos de coesão para os ensaios CW com tensão confinante líquida de (a) 50kPa, (b) 100kPa e (c) 200kPa

5.1.3.2. Análise dos ensaios triaxiais saturados

Para obtenção dos parâmetros de resistência efetivos do solo utilizando-se os resultados dos ensaios triaxiais CU saturados foram avaliados dois critérios de ruptura, denominados critérios I e II. O critério I considera que a ruptura do corpo de prova é definida pelo máximo da curva tensão desviadora x deformação, enquanto que o critério II considera que a ruptura seja caracterizada pelo máximo da curva tensão desviadora normalizada pela tensão confinante efetiva x deformação, todas apresentadas no item 4.3.2. desta dissertação:

- Critério de ruptura I: máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$;
- Critério de ruptura II: máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_3 \times \varepsilon$;

Na Tabela 5.5 e Tabela 5.6 estão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais CU saturados obtidos utilizando-se os critérios de ruptura I e II citados acima.

Tabela 5.5. Resultados dos ensaios triaxiais CU utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$.

CP	σ'_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	ε_f (mm/mm)	Δu_f (kPa)	q_f (kPa)	p'_f (kPa)
S50	51	219	6,9	-17,6	110	178
S100	107	323	7,0	-16,4	161	285
S200	204	511	8,1	-10,0	255	471
O50	55	210	7,5	-25,7	105	176
O100	107	302	5,8	-5,9	151	263
O200	206	423	8,1	11,5	211	406
U50	56	181	5,9	-14,1	90	162
U100	105	264	8,3	-10,6	132	249
U200	205	366	9,1	23,6	183	365

Tabela 5.6. Resultados dos ensaios triaxiais CU utilizando-se como critério de ruptura o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) / \sigma'_3 \times \varepsilon$.

CP	σ'_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	ε_f (mm/mm)	Δu_f (kPa)	q_f (kPa)	p'_f (kPa)
S50	51	186	3,1	0,7	93	143
S100	107	308	4,0	-4,4	154	265
S200	204	492	5,5	-0,8	246	452
O50	55	177	3,4	-6,7	88	142
O100	107	283	4,0	5,1	142	241
O200	206	423	8,1	11,5	211	406
U50	56	168	3,6	-3,1	84	144
U100	105	252	3,9	1,9	126	229
U200	205	366	9,1	23,6	183	365

Na Figura 5.9 a Figura 5.11 apresentam-se, em termos de tensões efetivas, os círculos de Mohr obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais CU saturados utilizando-se o ponto máximo da curva $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \epsilon$ como critério de ruptura. As envoltórias foram obtidas por regressão linear, utilizando-se os pontos de máxima ordenada de cada círculo (p'_f e q_f). Os valores dos ângulos de atrito e das coesões efetivas indicados nestas figuras variaram, respectivamente, de 27° a 29° e de 21 a 27 kPa. Estes dados estão agrupados na Tabela 5.7, de acordo com a condição de moldagem e com o critério de ruptura adotado na análise.

Figura 5.9. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição "S" de moldagem (critério I de ruptura).

Figura 5.10. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição "O" de moldagem (critério I de ruptura).

Figura 5.11. Resultados dos ensaios triaxiais CU saturados realizados com os corpos de prova compactados na condição “U” de moldagem (critério I de ruptura).

Tabela 5.7. Equações de resistência ao cisalhamento obtidas a partir dos ensaios triaxiais saturados.

Critério de ruptura	Ponto de estudo	Umidade de moldagem	Equação de Mohr-Coulomb
I	S	18,2 %	$\tau = 27 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 29^\circ$
I	O	23,2 %	$\tau = 27 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 27^\circ$
I	U	26,2 %	$\tau = 21 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 27^\circ$
II	S	18,2 %	$\tau = 26 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 30^\circ$
II	O	23,2 %	$\tau = 26 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 27^\circ$
II	U	26,2 %	$\tau = 23 \text{ kPa} + \sigma' \cdot \tan 27^\circ$

Comparando-se as envoltórias obtidas pelos critérios de ruptura I e II, nota-se uma diferença muito pequena entre os valores dos ângulos de atrito interno (ϕ') e das coesões efetivas (c') obtidas para a mesma condição de moldagem ($\Delta c' = 2 \text{ kPa}$ e $\Delta \phi' = 1^\circ$). Assim, e de forma a manter o mesmo critério de ruptura adotado para os ensaios não saturados, definiu-se que as equações obtidas a partir do critério de ruptura I devem representar a envoltória efetiva de resistência ao cisalhamento do solo desta pesquisa.

Estes resultados indicam que as diferentes condições de moldagem utilizadas nesta pesquisa não afetam significativamente as envoltórias obtidas, confirmando a hipótese feita no item 5.1.3.1, de definição de uma superfície de ruptura única para todas as condições de moldagem. De fato, a Tabela 5.7 mostra uma diferença muito pequena entre os valores dos ângulos de atrito efetivos determinados a partir das condições “O” e “U” de moldagem e daquele obtido para a condição mais seca, que foram de 27

e 29 graus, respectivamente. De maneira similar, uma diferença de apenas 6kPa foi detectada no valor das coesões efetivas obtidas a partir dos ensaios realizados nas condições “S” e “O” de moldagem (27kPa) e daqueles realizados na condição “U” (21kPa).

5.1.3.3. Interpretação integrada dos ensaios saturados e não saturados

A partir dos procedimentos apresentados no item 5.1.3.1 e dos resultados dos ensaios saturados e não saturados, definiu-se uma superfície de ruptura única para o solo compactado nas condições S, O e U de moldagem. Esta superfície foi obtida ajustando-se um plano com inclinações ψ' e ψ^b aos dezoito pontos experimentais obtidos dos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)_x$ dos ensaios CU saturados e CW não saturados. Sua intercessão com o plano q versus p corresponde à envoltória de resistência saturada do solo, de onde foram obtidos os parâmetros de resistência efetivos do material (ϕ' e c'). Já a intercessão desta superfície com o plano q versus sucção é obtida projetando-se os resultados dos ensaios não saturados para o valor de p igual a zero, a partir da inclinação ψ' dos ensaios saturados.

Figura 5.12. Superfície planar de ruptura obtida a partir dos máximos das curvas $(\sigma_1 - \sigma_3)_x$ dos ensaios triaxiais saturados e não saturados, correspondentes às condições S, O e U de moldagem.

Os parâmetros de resistência do solo (c' , φ' e φ^b) e o valor do coeficiente de correlação (r^2) obtidos estão apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8. Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir da interpretação integrada dos ensaios saturados e não saturados.

$\tan \psi^b$	$\tan \psi'$	$d' \text{ (kPa)}$	$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$\varphi^b \text{ (}^\circ\text{)}$	$c' \text{ (kPa)}$	r^2
0,3449	0,4606	24,15	27	21	27	0,988

Utilizando-se a expressão proposta por Fredlund et al. (1978), definiu-se a seguinte equação para representar a de resistência ao cisalhamento do solo em estudo obtida a partir da interpretação integrada dos ensaios saturados e não saturados:

$$\tau = 27 + (\sigma - u_a) \cdot \tan 27^\circ + (u_a - u_w) \cdot \tan 21^\circ \quad (5.9)$$

Comparando-se os parâmetros de resistência obtidos a partir da interpretação integrada dos ensaios saturados e não saturados (CW e CU) com aqueles obtidos utilizando-se apenas os resultados dos ensaios não saturados (CW), verifica-se uma grande similaridade entre os valores obtidos. A Tabela 5.9 confirma esta afirmação, mostrando que as diferenças existentes entre os ângulos de atrito efetivos (φ') e as razões de incremento da resistência com o aumento da sucção matricial (φ^b) obtidos a partir dos dois procedimentos de análise foram inferiores a 1° , enquanto as coesões efetivas (c') apresentaram diferenças de até 5kPa.

Tabela 5.9. Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

Ensaio Utilizados	Condição de Moldagem	Equação	Parâmetros de resistência obtidos		
			$c' \text{ (kPa)}$	$\varphi' \text{ (}^\circ\text{)}$	$\varphi^b \text{ (}^\circ\text{)}$
CW e CU	S, O e U	3D - Plano	27	27	21
CW	S, O e U	3D - Plano	32	26	22
CU	S	2D - Reta	27	29	-
CU	O	2D - Reta	27	27	-
CU	U	2D - Reta	21	27	-

Em ambos os casos, os fatores de correlação determinados foram elevados, próximos a $r^2=0,99$, indicando que um plano pode representar bem a envoltória de resistência deste solo para as faixas de sucção e tensões confinantes utilizadas neste trabalho.

Além disso, para as condições específicas de ensaios utilizadas nesta pesquisa, pode-se afirmar que a superfície de ruptura obtida somente a partir dos resultados dos ensaios CW não saturados poderia ser utilizada para se estimar os parâmetros de resistência do solo saturado.

5.2. ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

5.2.1. Parâmetros de resistência da interface solo- fita polimérica

Os parâmetros que caracterizam a envoltória de resistência da interface solo-fita polimérica, como o ângulo de atrito de interface (δ') e a adesão (a), foram determinados interpolando-se os valores de pico das tensões cisalhantes através de um ajuste linear. Os elevados valores dos coeficientes de correlação (r^2) obtidos indicam que retas podem representar bem a envoltória de resistência da interface solo reforço para as faixas de sucção e tensões normais utilizadas neste trabalho.

Para uma melhor compreensão dos efeitos da sucção e da tensão normal na resistência ao cisalhamento desta interface, todos os resultados foram plotados em um mesmo gráfico, na Figura 5.13. Nela encontram-se as envoltórias de resistência no plano τ - σ para os diferentes teores de umidade utilizados nos ensaios.

Figura 5.13. Envoltórias de resistência de pico da interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

A partir desta figura, conclui-se que as envoltórias interceptam o eixo da máxima tensão cisalhante em posições crescentes, indicando um incremento da resistência com o aumento da sucção matricial do solo (ou redução do teor de umidade do solo). Os valores de adesão (a) obtidos foram da ordem de 38, 26, 8 e 6 kPa para as condições “S”, “O”, “U” e “O_{sat}” de moldagem, conforme indicado pela Tabela 5.10.

Adotando-se como referência a condição “O” de moldagem (w_{ot} e $\psi_i=140$ kPa) e, apenas para efeitos comparativos, as sucções iniciais dos corpos de prova registradas pelo TAC nos ensaios triaxiais, pode-se afirmar que houve um acréscimo de 45% na

adesão solo-reforço quando a sucção no solo aumentou para $\psi_i=250\text{kPa}$ ($w_{ot} -5\%$), e uma redução de aproximadamente 70% e 80% quando a sucção foi reduzida, respectivamente, para 100kPa ($w_{ot} +3\%$) ou para 0kPa (condição saturada). Assim, conclui-se que o umedecimento do maciço reforçado gera perdas mais significativas na adesão solo-reforço do que a secagem gera ganhos de resistência.

Este fato, que será discutido em detalhes no item 5.3.3 desta dissertação, é justificado pela não linearidade do valor de ϕ^b com a sucção aplicada.

Na Tabela 5.10 observa-se, também, que a diferença existente entre os ângulos de atrito de interface solo-reforço obtidos para as condições “S”, “O” e “U” de moldagem é muito pequena, cerca de 1° . O valor encontrado foi de aproximadamente $\delta'=26^\circ$ para os três pontos de estudo, nas condições saturada e não saturada, mostrando que o valor do ângulo de atrito de interface solo reforço é praticamente independente da sucção matricial do solo.

Tabela 5.10. Parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento.

Ponto de estudo	Condição	W (%)	σ_n (kPa)	τ_{max} (kPa)	τ_{pp} (kPa)	a (kPa)	δ' (°)
S	Não Sat.	18,4	50	60	33	38	26
	Não Sat.	18,6	100	88	55		
	Não Sat.	18,5	200	132	97		
O	Não Sat.	22,9	50	49	32	26	26
	Não Sat.	23,2	100	76	48		
	Não Sat.	23,0	200	122	104		
Osat	Saturado	23,2	50	29	23	6	26
	Saturado	23,1	100	57	50		
	Saturado	23,1	200	103	95		
U	Não Sat.	26,3	50	30	11	8	25
	Não Sat.	26,1	100	56	42		
	Não Sat.	26,2	200	100	86		

Estes resultados são consistentes com aqueles obtidos por Khoury et al. (2011) que estudaram a resistência não saturada da interface de um geotêxtil tecido de polipropileno com um silte arenoso com 52% de materiais passantes na peneira #200. Estes autores obtiveram envoltórias de resistência essencialmente paralelas para as quatro diferentes sucções ensaiadas (0 kPa, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa), com um ângulo de atrito de interface aproximadamente igual a 32° . Entretanto, assim como no caso desta pesquisa, as adesões cresceram de maneira não linear com o aumento da sucção na interface solo-reforço.

Outro aspecto interessante, salientado pela Figura 5.14, é o fato das tensões cisalhantes residuais não variarem significativamente com o aumento ou com a diminuição da sucção do solo. Dentre todas as condições ensaiadas, apenas a condição “U” de moldagem apresentou uma envoltória de resistência residual de interface ligeiramente divergente dos outros resultados. Assim, pode-se dizer que uma envoltória de resistência residual única seria adequada para representar todas as condições de moldagem utilizadas nesta pesquisa.

Os parâmetros de resistência de interface obtidos foram de $\delta'_{\text{resid}}=25^\circ$ e $a_{\text{resid}}=1,3$ kPa. Acredita-se que este fenômeno possa estar associado à ruptura do menisco ar-água formado ao longo da interface solo–reforço após alcançada a tensão cisalhante de pico. Com isso, reduz-se o efeito da sucção na superfície de contato solo-reforço e, conseqüentemente, a resistência residual torna-se fundamentalmente dependente do ângulo de atrito de interface, conforme observado.

Figura 5.14. Envoltória de resistência residual de interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios de cisalhamento direto.

5.2.2. Análise dos coeficientes de interação solo-fita polimérica

Os coeficientes de atrito aparente solo–fita polimérica (f^*) apresentados na Tabela 5.11 foram obtidos experimentalmente relacionando-se a máxima tensão cisalhante mobilizada na interface solo–reforço (τ_{max}) com a tensão normal utilizada nos ensaios (σ_n), conforme equação 2.7 apresentada no item 2.2.2.1 desta dissertação.

Assim, pode-se dizer que estes coeficientes incorporam, empiricamente, um grande número de parâmetros que interferem na interação solo-geossintético, tais como a adesão e o atrito na interface solo/reforço, a sucção matricial do solo, entre outros.

A profundidade indicada na tabela a seguir representa a altura de aterro compactado equivalente a tensão normal utilizada nos ensaios, calculada a partir do peso específico úmido de cada corpo de prova ensaiado.

Tabela 5.11. Coeficientes de interação obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento realizados nas condições saturadas e não saturadas.

C.P.	Condição	W (%)	σ_n (kPa)	τ_{max} (kPa)	f^*	Profund. (m)
S50	Não Sat.	18,4	50	60	1,19	2,7
S100	Não Sat.	18,6	100	88	0,88	5,5
S200	Não Sat.	18,5	200	132	0,66	11,0
O50	Não Sat.	22,9	50	49	0,99	2,7
O100	Não Sat.	23,2	100	76	0,76	5,3
O200	Não Sat.	23,0	200	122	0,61	10,7
O50_sat	Saturado	23,2	50	29	0,58	2,7
O100_sat	Saturado	23,1	100	57	0,57	5,3
O200_sat	Saturado	23,1	200	103	0,52	10,7
U50	Não Sat.	26,3	50	30	0,60	2,7
U100	Não Sat.	26,1	100	56	0,56	5,3
U200	Não Sat.	26,2	200	100	0,50	10,7

Os valores de f^* obtidos experimentalmente para as três condições de moldagem em estudo, nos estados saturados e não saturados, foram plotados na Figura 5.15 juntamente com os valores teóricos de f^* , calculados a partir das sugestões e recomendações da NBR 9286 (1986) e da FHWA (2009), conforme item 2.2.2.1.

Apesar do solo utilizado nesta pesquisa se enquadrar no Grupo E da NBR 9286 (ver Tabela 2.3), apresentando mais de 40% de partículas com $D < 0,015\text{mm}$, as curvas teóricas traçadas na Figura 5.15 referem-se aos materiais de aterro enquadrados nos Grupos A e B (solos arenosos) e no Grupo D (solo fino), haja vista que a referida norma não sugere uma formulação para se determinar o valor de f^* para os solos do Grupo E. Para este caso específico, sugere apenas que sejam feitos estudos especiais, não explicitando quais.

Salienta-se também que, segundo a NBR-9286, os valores teóricos de f^* devem ser calculados a partir do ângulo de atrito interno do solo, obtido através de ensaios de cisalhamento direto sobre amostras moldadas na umidade ótima e com um grau de

compactação de 90% do Proctor Normal. Entretanto, apenas para efeitos comparativos, os valores teóricos de f^* apresentados nesta dissertação foram calculados utilizando-se o ângulo de atrito obtido da interpretação integrada dos ensaios triaxiais saturados e não saturados, realizados com as amostras compactadas nas condições “S”, “O” e “U” de moldagem (ver item 5.1.3.3). Como o grau de compactação destas amostras variou de 98 a 101% do Proctor Normal, os valores teóricos de f^* apresentados nesta dissertação estão possivelmente majorados, ou seja, são superiores aos que seriam encontrados caso os ensaios tivessem sido realizados com amostras compactadas com um grau de compactação de 90% do Proctor Normal.

Para o cálculo dos valores teóricos de f^* a partir das sugestões e recomendações da FHWA (2009), utilizou-se a equação 2.11 para se estimar os valores de F^* e um fator de correção do efeito escala de $\alpha=0.8$, o mesmo sugerido para as geogrelhas. O produto destes dois fatores ($F^*.\alpha$) equivale ao coeficiente de atrito aparente solo–reforço (f^*) apresentado na Figura 5.15 abaixo.

Figura 5.15. Comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos de f^* obtidos a partir das recomendações da NBR9286 (1986) e da FHWA (2009).

Analisando-se a variação dos coeficientes de atrito aparente solo – reforço obtidos para uma determinada condição de moldagem (Figura 5.15), nota-se claramente que o valor deste parâmetro aumenta com o decréscimo das tensões normais (diminuição da profundidade). Em geral, este fenômeno é decorrente da influência da adesão aparente e da dilatância do material de aterro no entorno da fita polimérica. A restrição

da dilatação pelo solo circundante gera um aumento localizado das tensões normais sobre as inclusões ($\Delta\sigma_n$) e, conseqüentemente, um acréscimo na resistência ao cisalhamento da interface. No caso específico dos ensaios de cisalhamento direto, como o reforço está confinado por uma pequena camada de solo e a caixa de ensaios apresenta a fronteira superior livre, não há variações significativas da tensão normal atuante sobre o reforço nem um impedimento significativo da variação volumétrica do solo. Conseqüentemente, o fenômeno da restrição da dilatação é pouco significativo neste tipo de ensaio. Assim, para baixos valores de tensão normal (pequenas profundidades), a parcela de adesão aparente ($[a' + (u_a - u_w) \cdot \tan \delta^b] / \sigma_n$) predomina sobre a parcela de atrito $[(\sigma_n + \Delta\sigma_n) \cdot \tan \delta' / \sigma_n]$, fornecendo valores mais altos de f^* . Já sob tensões normais elevadas, a parcela de atrito prevalece sobre a parcela de adesão aparente, e os valores de f^* se aproximam de $\tan \phi'$. Neste caso, a adesão aparente torna-se insignificante perto da elevada tensão normal de ensaio.

Da Figura 5.15 observa-se, também, que as diferenças entre os valores de f^*_{50} e f^*_{200} diminuem com o umedecimento do solo, sendo estes os valores de f^* obtidos a partir de ensaios realizados com uma tensão normal de 50kPa e 200kPa, respectivamente. Nos ensaios saturados, por exemplo, os valores de f^* variaram de 0,52 (f^*_{200}) a 0,58 (f^*_{50}), enquanto que aqueles obtidos para a condição mais seca variaram de 0,66 (f^*_{200}) a 1,19 (f^*_{50}). Essas diferenças são justificadas pela redução da adesão aparente do solo com o umedecimento do mesmo e pela diminuição do seu efeito com o aumento da tensão normal utilizada no ensaio (ver item 4.4.2).

Outro aspecto interessante evidenciado pelos resultados experimentais é que, para uma mesma tensão normal de ensaio, existe uma tendência de redução dos valores de f^* com o umedecimento das amostras, independente da profundidade analisada. Porém, nota-se que o impacto do umedecimento é muito mais significativo nos trechos superficiais da estrutura de contenção, onde a parcela de adesão aparente tem maior influência no valor de f^* do que a parcela de atrito. No caso dos ensaios realizados com tensão normal de 50kPa (3m de profundidade), por exemplo, a passagem da condição “S” de moldagem para a condição “U” ou “O_{sat}” resultou em uma redução de 50% no valor de f^* , que passou de 1,2 para 0,6. Já no caso dos ensaios submetidos a tensões normais de 200kPa (11m de profundidade) esta redução foi de apenas 25%, sendo que o valor de f^* passou de 0,66 para 0,50.

Esmali et al (2014) chegou a mesma conclusão realizando ensaios em um aterro silto argiloso não saturado reforçado com geotêxteis tecidos, conforme Tabela 2.5.

Salienta-se que os valores experimentais obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento realizados na condição “U” de moldagem se confundem com aqueles obtidos a partir da condição “O” saturada (Figura 5.15). Isso acontece, pois os parâmetros de resistência de interface obtidos para ambas as condições de moldagem são similares.

A partir da Figura 5.15 conclui-se, também, que os valores experimentais de f^* superaram os valores teóricos determinados a partir das formulações sugeridas pela FHWA (2009) para maciços reforçados com geossintéticos e pela NBR-9286 para solos do Grupo D, mesmo o solo desta pesquisa tendo em sua composição cerca de 52% de partículas com $D < 0,015\text{mm}$ e, portanto, estar enquadrado no Grupo E da referida norma. Além disso, verifica-se que, apesar da NBR-9286 não considerar o efeito da dilatação e da adesão para a determinação do parâmetro f^* em solos dos Grupos D e E, estes fenômenos foram identificados nos ensaios realizados nas condições “O” e “S” de moldagem. Entretanto, não foram significativos nos ensaios realizados na condição saturada (“O_{sat}”) ou próxima da saturação (“U”). Nestes casos, os valores experimentais de f^* se aproximaram dos valores teóricos calculados a partir das formulações para solos finos.

Já o uso das formulações sugeridas para os solos dos Grupos A e B (solos arenosos) da NBR-9286 ou para maciços reforçados com armaduras metálicas da FHWA (2009) mostraram-se inadequadas para se estimar os valores de f^* em profundidades inferiores à 5m, haja vista que os valores teóricos superaram os valores experimentais para todas as condições de moldagem.

Cabe ressaltar que os valores teóricos de f^* apresentados acima podem estar majorados, uma vez que a NBR-9286 sugere a sua determinação a partir do ângulo de atrito interno do solo obtido ensaiando-se amostras moldadas na umidade ótima e com um grau de compactação de 90% do PN.

5.3. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

5.3.1. Influência da velocidade de ensaio

Sabe-se que a utilização de uma velocidade de ensaio elevada pode aumentar a resistência ao arrancamento do reforço. Kakuda (2005), ao analisar a influência da velocidade de ensaio na resposta ao arrancamento de uma geogrelha imersa em um material fino, concluiu que velocidades situadas no intervalo de 1 a 5mm/min pouco influenciavam nos valores das forças de arrancamento obtidas, sendo 1mm/min a menor velocidade avaliada. Já para velocidades elevadas, como 100mm/min, este autor obteve acréscimos de 13% na máxima força de arrancamento para as mesmas condições de moldagem das amostras. Conclusões similares foram obtidas por Ladeira (1995), que atribuiu este ganho de resistência ao aumento da rigidez solo-reforço e à diminuição da capacidade de rearranjo das partículas do solo com o aumento da velocidade de ensaio.

Por essa razão, tomou-se o cuidado de verificar que a velocidade de 1mm/min, sugerida pela ASTM-D6706-01 e adotada como referência para a realização dos ensaios de arrancamento desta pesquisa, garantiria uma condição adequada para os ensaios, não afetando a determinação dos parâmetros de interface solo-reforço. Para tal, optou-se pela realização de um ensaio extra, com $\frac{1}{4}$ da velocidade do ensaio considerado base, de 1mm/min.

A Figura 5.16 mostra a variação da tensão de arrancamento com o deslocamento frontal da fita polimérica para as diferentes velocidades de ensaio consideradas. Nela verifica-se que a redução da velocidade de 1mm/min para 0,25mm/min praticamente não afetou as tensões de arrancamento. As máximas tensões obtidas foram de 89,6kPa e 90,5kPa ocorrendo para deslocamentos frontais de 3,5mm e de 2,9mm, respectivamente. Estas ligeiras diferenças observadas são consideradas pequenas e dentro de um intervalo de dispersão do próprio ensaio.

As oscilações observadas nas curvas $\tau \times \Delta h$ e $\psi \times \Delta h$, nas proximidades dos 10mm e 20mm de deslocamento, estão associadas a uma queda momentânea da pressão de ar no interior da bolsa inflável da caixa de ensaios, conforme descrito no item 4.5.5 desta dissertação.

Figura 5.16. Efeito da variação da velocidade de ensaio nos deslocamentos e na máxima tensão de arrancamento.

Analisando-se o desenvolvimento da sucção ao longo da execução dos ensaios, constata-se um comportamento muito similar entre ambos. Na Figura 5.17 (a) nota-se um ligeiro crescimento da sucção matricial com o início do ensaio, seguida por um pico bem definido associado à máxima tensão de arrancamento e por um trecho decrescente até a sua estabilização em um valor levemente superior ao valor da sucção inicial de ensaio.

A diferença de aproximadamente 10kPa existente entre as sucções iniciais dos ensaios realizados com velocidades de 1mm/min e de 0,25mm/min está associada a variação do teor de umidade inicial dos corpos de prova, que eram de 23,44% e 23,30% respectivamente.

Esta diferença pode ser eliminada dividindo-se os valores das sucções registradas ao longo dos ensaios pela sucção inicial dos corpos de prova, conforme apresentado na Figura 5.17 (b). A grande semelhança entre as curvas normalizadas permite concluir que a redução de 75% da velocidade considerada base para os ensaios de arrancamento praticamente não afetou os valores de sucção registrados pelo tensiômetro.

Assim, pode-se concluir que a velocidade de 1mm/min, adotada para a realização de todos os ensaios de arrancamento desta pesquisa, é devagar o suficiente para permitir a dissipação das poropressões positivas ou negativas que surgirem durante o arrancamento da fita polimérica e não irão afetar a adequada determinação dos parâmetros de resistência de interface solo-reforço.

Figura 5.17. Efeito da variação da velocidade de ensaio na sucção do solo ao longo do arrancamento.

5.3.2. Aspectos relacionados à sucção nos corpos de prova

Na Tabela 5.12 e na Figura 5.18 estão indicadas as sucções iniciais determinadas pelo tensiômetro de alta capacidade (T5x-5) após o término da compactação do solo na caixa de ensaio, ao final da etapa de adensamento e ao se atingir a máxima força de arrancamento.

Desta tabela conclui-se que o solo manteve-se sob pressão negativa da água intersticial (sucção) em praticamente todos os ensaios de arrancamento realizados. Poro-pressões positivas na água foram registradas apenas nos ensaios U100 e U200, onde o solo estava sob elevada condição de umidade e tensão confinante. Entretanto, foram de pequena magnitude, muito próximas à zero.

Tabela 5.12. Variação da sucção nos ensaios de arrancamento.

C.P.	W (%)	$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	Sucção após moldagem (kPa)	Sucção após adensamento (kPa)	Sucção associada à τ_{max} (kPa)
S50	18,2	50	163	161	161
S100	18,3	100	160	156	156
S200	18,1	200	166	154	154
O50	23,3	50	65	61	62
O100	23,4	100	58	50	51
O200	23,3	200	70	57	57
U50	26,2	50	33	27	28
U100	26,5	100	23	-4(*)	-8(*)
U200	26,1	200	30	-5(*)	-7(*)

(*) Poro-pressões positivas na água

Além disso, conforme observado nos ensaios triaxiais, houve uma redução da sucção no solo após a aplicação da sobrecarga no topo da caixa de ensaios, independente da condição inicial de moldagem dos corpos de prova. Pode-se dizer que quanto maior a sobrecarga aplicada ou o teor de umidade da amostra, maior a redução da sucção inicial.

Figura 5.18. Variação da sucção após aplicação da tensão normal nos ensaios de arrancamento.

Da Tabela 5.12 constata-se, também, a tendência dos ensaios realizados nas condições “S” e “O” de moldagem ou na condição “U50” alcançarem a máxima tensão de arrancamento com valores de sucção próximos às sucções medidas no início do arrancamento. As variações registradas foram muito pequenas, inferiores a 2 kPa, e podem ser atribuídas a tendência de dilatação volumétrica do solo durante o

arrancamento do reforço. Já no caso dos ensaios realizados nas condições “U100” e “U200”, onde a água manteve-se sob pressão positiva, observou-se um aumento de até 4 kPa em seu valor ao ser atingido o pico de resistência ao arrancamento.

Outro aspecto interessante a ser destacado é que as sucções iniciais registradas pelo tensiômetro de alta capacidade (T5x-5) após o término da compactação do solo no interior da caixa de arrancamento foram inferiores às registradas pelo tensiômetro de alta capacidade (TAC) utilizado nos ensaios triaxiais, com uma diminuição destas diferenças com a redução do teor de umidade do solo. Para a condição “S” e “U” de moldagem, por exemplo, as sucções iniciais médias registradas foram, respectivamente, de 165kPa e 30kPa nos ensaios de arrancamento e de 260kPa e 100kPa nos ensaios triaxiais.

Na figura a seguir encontram-se plotadas as sucções matriciais registradas pelos tensiômetros no início dos ensaios triaxiais e de arrancamento em função do grau de saturação das amostras, juntamente com a curva de retenção de água do solo.

Figura 5.19. Relação entre o grau de saturação e a sucção matricial registrada pelos tensiômetros no início dos ensaios triaxiais e de arrancamento.

As diferenças entre as sucções matriciais registradas pelos tensiômetros no início dos ensaios triaxiais e de arrancamento estão possivelmente associadas ao efeito do tipo de compactação na estrutura do solo, haja vista que quando ambos os tensiômetros foram posicionados sobre os mesmos corpos de prova, acusaram valores de sucção similares.

Nos ensaios de arrancamento, por exemplo, o solo foi compactado por impacto no interior da caixa de ensaios, deixando-se cair um peso de uma altura constante, por diversas vezes, sobre cada camada. Já nos ensaios triaxiais, o solo foi compactado estaticamente no interior de um molde tripartido. Assim, os corpos de prova utilizados nos ensaios de arrancamento possivelmente apresentavam uma maior orientação entre as partículas do solo e uma estrutura mais dispersa do que a dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais. Consequentemente, as sucções iniciais registradas nos ensaios de arrancamento foram inferiores aquelas registradas nos ensaios triaxiais.

Estes resultados são consistentes com aqueles apresentados por Olson & Langfelder (1965) e por Lambe (1961) *apud* Lambe & Whitman (1969), que estudaram o efeito do tipo de compactação do solo em sua sucção. Estes autores concluíram que, para uma determinada densidade de moldagem e teor de umidade, a sucção no corpo de prova compactado estaticamente é maior do que a de um corpo de prova compactado por pisoteamento. Observaram, também, que estas diferenças são variáveis com o teor de umidade do solo e devem estar associadas às diferenças na estrutura e arranjo das partículas do solo resultantes do processo de compactação.

Já as diferenças entre as sucções registradas pelo tensiômetro nos ensaios triaxiais e as determinadas a partir das curvas de retenção de água, ambas compactadas estaticamente, estão relacionadas às mudanças estruturais do solo após o processo de saturação e secagem do mesmo.

Conforme exposto no item 4.1, os índices de vazios finais alcançados pelos corpos de prova submetidos aos ensaios de retenção de água (após o processo de saturação e secagem) foram superiores aos índices de vazios iniciais das amostras compactadas. Dessa forma, os corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais apresentam poros com menor diâmetro equivalente em relação àqueles utilizados nos ensaios de retenção. Consequentemente, a quantidade de água, em peso, para mantê-los com o mesmo grau de saturação das amostras submetidas aos ensaios de retenção é menor, e a sucção registrada tende a ser menor.

Estes resultados são coerentes com aqueles obtidos por Marinho & Stuermer (2000) e validam os valores de sucção registrados pelos tensiômetros nesta pesquisa.

Por fim salienta-se que essas diferenças entre as sucções registradas pelos tensiômetros e as determinadas a partir das curvas de retenção de água aumentam com a diminuição do teor de umidade do solo. Na prática, isso significa que a trajetória de umedecimento de 3% imposta a um maciço reforçado compactado na condição “O” de moldagem pode ser bem representada, em termos de sucção, por uma amostra compactada diretamente na condição “U” de moldagem. De fato, na Figura 5.19 nota-se que a sucção registrada imediatamente após a compactação estática da amostra “U” é similar àquela obtida a partir da curva de retenção de água para o mesmo grau de saturação dessa amostra. Entretanto, a diferença entre a sucção obtida a partir da curva de retenção de água e a sucção registrada imediatamente após a compactação da amostra na condição “S” de moldagem pode ser um indicativo de que as sucções de ensaio são inferiores às que poderiam ser observadas em campo caso um maciço reforçado compactado na condição “O” fosse submetido a uma trajetória de secagem de 5%.

5.3.3. Parâmetros de resistência da interface solo- fita polimérica

Os parâmetros que caracterizam a envoltória de resistência da interface solo-fita polimérica no plano τ - σ , como o ângulo de atrito de interface (δ') e a adesão (a), foram determinados interpolando-se os valores das máximas tensões de arrancamento através de um ajuste linear para cada condição de moldagem, conforme Figura 5.20 a. Já as projeções horizontais da envoltória de resistência de interface no plano τ - $(u_w - u_a)$ encontram-se representadas na Figura 5.20 b.

Como em parte dos ensaios realizados na condição “U” de moldagem a água presente no solo manteve-se sob pressão negativa (U50) e em parte sob pressão ligeiramente positiva (U100 e U200), estes pontos não se encontram no mesmo plano, ou seja, não estão alinhados no eixo $u_a - u_w$ (ver Figura 5.21 ou Figura 5.20 b). Assim, para se determinar a envoltória de resistência de interface desta condição de moldagem, o resultado experimental do ensaio U50, cuja sucção inicial era de 27kPa, foi “rebatido” para o plano onde $u_a - u_w = 0$. Para tal, utilizou-se o valor de δ^b obtido a partir da envoltória de resistência tridimensional do solo, que se iguala a δ' para baixos valores de sucção, conforme ilustrado na Figura 5.20 b.

Os elevados valores dos coeficientes de correlação (r^2) obtidos indicam a existência de uma relação linear crescente entre a resistência ao arrancamento e a tensão vertical, sendo essa linearidade independente do grau de saturação do solo.

Figura 5.20. Projeção horizontal da envoltória de resistência de pico da interface solo-fita polimérica no plano $\tau \times (\sigma - u_a)$ e no plano $\tau \times (u_a - u_w)$.

Na Tabela 5.13 estão apresentados os parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de arrancamento não saturados.

Tabela 5.13. Parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Ponto de estudo	W (%)	ψ_0 (kPa)	σ_n (kPa)	τ_{max} (kPa)	τ_{pp} (kPa)	a (kPa)	δ' (°)
S	18,2	162,7	50	82	18	57	25
	18,3	160,3	100	99	29		
	18,1	167,0	200	151	61		
O	23,3	64,6	50	68	20	44	25
	23,4	57,7	100	90	33		
	23,3	70,0	200	138	73		
U	26,2	33,3	50	48	19	12	24
	26,5	22,7	100	56	34		
	26,1	29,5	200	102	54		

Da tabela acima conclui-se que a diferença entre os ângulos de atrito de interface obtidos para as condições “S”, “O” e “U” de moldagem foi muito pequena, inferior a 1° . O valor encontrado foi de $\delta' = 25^\circ$ para as condições “S” e “O” de moldagem e de 24° para a condição “U”, mostrando que, para as condições de moldagem em estudo, o

ângulo de atrito de interface solo-reforço é praticamente independente da sucção matricial do solo.

Na Figura 5.20 (a) observa-se, também, que as envoltórias interceptam o eixo da máxima tensão de arrancamento em posições crescentes, indicando um incremento de resistência com o aumento da sucção matricial do solo.

As adesões aparentes obtidas para os ensaios não saturados foram da ordem de 57, 44 e 12kPa para as condições “S”, “O” e “U” de moldagem, conforme indicado pela Tabela 5.13. Adotando-se a condição “O” de moldagem como referência ($\psi_i=65\text{kPa}$), pode-se afirmar que houve um acréscimo de 30% na adesão solo-reforço quando a sucção aumentou para $\psi_i=165\text{kPa}$ ($w_{ot} -5\%$) e uma redução de aproximadamente 72% quando a sucção passou para 30kPa ($w_{ot} +3\%$).

Assim, conclui-se que o umedecimento do maciço reforçado compactado na umidade ótima gera perdas de resistência mais significativas do que a secagem do mesmo proporciona em ganhos de resistência. Este fato é justificado pelo crescimento não linear da resistência de interface com o aumento da sucção matricial do solo (δ^b variável).

De fato, conforme ilustrado pela Figura 5.20 b, para sucções inferiores a 40/50kPa, correspondente à sucção de entrada de ar das curvas de retenção de água do solo, o valor de δ^b é praticamente igual ao valor do ângulo de atrito de interface solo reforço (δ'). Devido a isso, uma pequena variação no teor de umidade do solo pode resultar em um ganho ou em uma perda significativa de resistência ao arrancamento do reforço. Entretanto, para sucções superiores a entrada de ar, a razão de incremento da resistência diminui gradativamente com o aumento da sucção matricial do solo ($\delta^b < \delta'$). Assim, pequenas variações no teor de umidade não proporcionam ganhos ou perdas bruscas de resistência do maciço.

Estes resultados são consistentes com aqueles obtidos por Hamid et al. (2009) e Khoury et al. (2011), apresentados no item 2.5 desta dissertação.

Na Figura 5.21 apresenta-se a envoltória de resistência de interface tridimensional para o solo e a fita polimérica em estudo, que foi obtida ajustando-se uma superfície aos nove pontos experimentais apresentados na Tabela 5.13.

Esta superfície confirma as afirmações feitas anteriormente, de que existe uma relação linear crescente entre a resistência de interface solo-reforço e a tensão vertical e uma relação não linear entre a resistência de interface com a sucção matricial do solo.

Figura 5.21. Envoltória tridimensional de resistência definida considerando-se as máximas tensões de arrancamento.

Outro aspecto interessante a ser destacado é o fato das tensões residuais de arrancamento praticamente não variarem com o aumento ou com a diminuição da sucção do solo, conforme ilustrado pela Figura 5.22. Assim, pode-se dizer que uma envoltória de resistência residual única seria adequada para representar todas as condições de moldagem utilizadas nesta pesquisa. Os parâmetros de resistência de interface obtidos foram de $\delta'_{\text{resid}} = 16,7^\circ$ e $a_{\text{resid}} = 3,5$ kPa.

Conforme relatado anteriormente, acredita-se que este fenômeno esteja associado à ruptura do menisco ar-água formado ao longo da interface solo – reforço após o alcance da máxima tensão de arrancamento, reduzindo o efeito da sucção (adesão aparente) na superfície de contato solo-reforço.

Figura 5.22. Envoltórias de resistência residual de interface solo-fita polimérica para os diferentes níveis de sucção matricial utilizados nos ensaios.

5.3.4. Análise dos coeficientes de interação solo-fita polimérica

Os coeficientes de atrito aparente solo–fita polimérica (f^*) apresentados na Tabela 5.14 foram obtidos experimentalmente relacionando-se a máxima tensão de arrancamento mobilizada na interface solo–reforço ($\tau_{\max}$) com a tensão normal utilizada nos ensaios (σ_n), conforme equação 2.5 apresentada no item 2.2.2.1 desta dissertação.

A profundidade indicada nesta tabela representa a altura de aterro compactado equivalente a tensão normal utilizada nos ensaios, calculada a partir do peso específico úmido de cada corpo de prova ensaiado.

Tabela 5.14. Coeficientes de interação obtidos a partir dos ensaios de arrancamento realizados na condição não saturada.

C.P.	Condição	W (%)	σ_n (kPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)	f^*	Profund. (m)
S50	Não Sat.	18,2	50	82	1,65	2,7
S100	Não Sat.	18,3	100	99	0,99	5,5
S200	Não Sat.	18,1	200	151	0,75	11,0
O50	Não Sat.	23,3	50	68	1,36	2,7
O100	Não Sat.	23,4	100	90	0,90	5,3
O200	Não Sat.	23,3	200	138	0,69	10,7
U50	Não Sat.	26,2	50	48	0,96	2,7
U100	Não Sat.	26,5	100	56	0,56	5,3
U200	Não Sat.	26,1	200	101	0,51	10,7

Assim como na interpretação dos ensaios de cisalhamento direto (vide item 5.2.2), os valores experimentais de f^* foram plotados com os valores teóricos obtidos a partir das formulações sugeridas pela FHWA (2009) e pela NBR 9286 (1986), para materiais de aterro enquadrados nos Grupos A e B (solos arenosos) e no Grupo D (solo fino) da referida norma. Os resultados estão apresentados na Figura 5.23 abaixo.

Figura 5.23. Comparação entre os valores teóricos e experimentais dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Analisando-se os coeficientes obtidos para uma mesma condição de moldagem, verifica-se que este parâmetro aumenta com o decréscimo das tensões normais (diminuição da profundidade). Conforme exposto no item 5.2.2 desta dissertação, este comportamento é decorrente de dois fatores principais: de um acréscimo da tensão normal ($\Delta\sigma_n$) atuante na interface solo-reforço (ver item 4.5.4) e da predominância da parcela de adesão aparente ($[a' + (u_a - u_w) \cdot \tan \delta^b] / \sigma_n$) sobre a parcela de atrito $[(\sigma_n + \Delta\sigma_n) \cdot \tan \delta' / \sigma_n]$ para baixos valores de tensão normal.

O aumento da tensão normal atuante na interface solo-reforço está associado a uma concentração de tensões no entorno da fita polimérica devido a sua rigidez e a uma restrição parcial da dilatância do material de aterro no entorno da fita. No caso específico dos ensaios de arrancamento realizados nesta pesquisa, como as paredes internas da caixa de ensaios foram lubrificadas e a sua fronteira horizontal superior era flexível, a restrição da dilatância observada deve-se exclusivamente as espessas camadas de cobertura e de suporte de solo sobre o reforço. Devido ao entrosamento

do solo com a superfície rugosa do geossintético, o arrancamento da fita ocorre com uma tendência de aumento de volume do solo. Quando esta tendência é impedida pelas espessas camadas de solo no entorno da fita, há um aumento da tensão normal atuante no reforço e, conseqüentemente, da tensão cisalhante mobilizada na interface solo-inclusão.

Este acréscimo de tensões mostrou-se mais significativo nos ensaios de arrancamento do que nos ensaios de cisalhamento direto, resultando em valores superiores de f^* para estes ensaios, conforme será discutido mais adiante.

Na Figura 5.23 nota-se que as diferenças entre os valores de f^*_{50} e f^*_{200} obtidos para uma mesma condição de moldagem diminuem com o umedecimento do solo, sendo estes os valores de f^* obtidos a partir de ensaios realizados com uma tensão normal de 50kPa e 200kPa, respectivamente. Nos ensaios realizados na condição “U” de moldagem, por exemplo, os valores de f^* variaram de 0,51 (f^*_{200}) a 0,96 (f^*_{50}), enquanto que aqueles obtidos para a condição “S” variaram de 0,75 (f^*_{200}) a 1,65 (f^*_{50}). Essas diferenças são justificadas pela redução da adesão aparente e da dilatação do solo com o umedecimento do mesmo e pela diminuição dos seus efeitos com o aumento da tensão normal utilizada no ensaio (ver item 4.4.2).

Outro ponto a ser destacado é que, para uma mesma tensão normal de ensaio, existe uma tendência de redução dos valores de f^* com o umedecimento das amostras, independente da profundidade analisada. Entretanto, salienta-se que esta redução foi praticamente proporcional em todas as profundidades analisadas, variando de 8% a 17% na passagem da condição “S” para a condição “O” de moldagem e de 27% a 37% na passagem da condição “O” para a condição “U” de moldagem.

A partir da Figura 5.23 conclui-se, também, que a NBR-9286 está sendo conservadora ao desconsiderar o efeito da dilatação e da adesão na determinação do parâmetro f^* em solos com mais de 20% de suas partículas com $D < 0,015\text{mm}$ (solos dos Grupos D e E). De fato, analisando-se os pontos experimentais obtidos a partir dos ensaios de arrancamento, nota-se claramente que estes valores superam os valores teóricos determinados para os solos do grupo D, mesmo o solo desta pesquisa tendo em sua constituição cerca de 52% de partículas com $D < 0,015\text{mm}$ e estar enquadrado no Grupo E da referida norma. Os resultados experimentais obtidos a partir das condições “O” e “S” de moldagem superaram, inclusive, os valores teóricos de f^*

determinados a partir das sugestões e recomendações da NBR 9286 para solos arenosos (Grupos A e B) e da FHWA (2009) para maciços reforçados com armaduras metálicas, à exceção do ensaio O50. Entretanto, o mesmo não ocorreu para os ensaios realizados na condição “U” de moldagem (próxima a saturação do solo), cujos valores teóricos obtidos a partir das formulações para solos arenosos superaram os valores experimentais.

5.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A seguir apresenta-se uma análise comparativa dos resultados experimentais dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.

As Figuras 5.24 (a), (b) e (c) agrupam as envoltórias de resistência de interface solo-fita polimérica no plano $\tau \times \sigma$ obtidas a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto para os diferentes níveis de sucção estudados.

Figura 5.24. Comparação entre as envoltórias de resistência de interface solo-fita polimérica no plano $\tau \times (\sigma_n - u_a)$ obtidas a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto.

Os parâmetros que caracterizam estas envoltórias, como o ângulo de atrito de interface (δ') e a adesão (a), bem como os coeficientes de atrito aparente solo-fita polimérica (f^*) encontram-se resumidos na Tabela 5.15.

Tabela 5.15. Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.

Condição de Moldagem	σ_n (kPa)	Profund. (m)	Arrancamento			Cisalhamento		
			f^*	a (kPa)	δ' (°)	f^*	a (kPa)	δ' (°)
S	50	2,7	1,65	56,9	24,8	1,19	37,5	25,6
	100	5,5	0,99			0,88		
	200	11	0,75			0,66		
O	50	2,7	1,36	43,7	25,2	0,99	26,3	25,6
	100	5,3	0,9			0,76		
	200	10,7	0,69			0,61		
U	50	2,7	0,96	12,3	24,2	0,60	8,1	24,7
	100	5,3	0,56			0,56		
	200	10,7	0,51			0,50		

Das figuras e tabela apresentadas, nota-se uma semelhança muito grande entre os ângulos de atrito de interface obtidos para as condições “S”, “O” e “U” de moldagem. A máxima diferença observada foi inferior a 1°, permitindo concluir que o ângulo de atrito de interface solo reforço independe do tipo de ensaio executado.

Da mesma forma, observa-se que as adesões obtidas para o solo com elevado teor de umidade são semelhantes (Figura 5.24c), e se aproximam, inclusive, da adesão efetiva obtida a partir dos ensaios de cisalhamento direto saturados. Dessa forma, conclui-se que as envoltórias de resistência de interface solo-reforço são praticamente independentes do tipo de ensaio executado quando o solo ensaiado está com um teor de umidade elevado (próximo à saturação).

Entretanto, para a condição não saturada, verifica-se que a resistência ao arrancamento do reforço é superior a resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. Logo, os coeficientes de atrito aparente (f^*) obtidos a partir dos ensaios de arrancamento superam aqueles obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

Na Figura 5.25 apresentam-se os valores de f^* obtidos experimentalmente a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, agrupados de acordo com a condição de moldagem em estudo. Além disso, apresentam-se os valores teóricos de f^* calculados a partir das sugestões e recomendações da NBR 9286 (1986), conforme item 2.2.2.1.

Figura 5.25. Comparação entre os coeficientes de atrito aparente (f^*) obtidos a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto.

Conforme discutido na revisão bibliográfica, estas diferenças estão associadas às distintas condições de contorno de cada ensaio, aos diferentes mecanismos de ruptura impostos aos corpos de prova e a forma com que os esforços são aplicados aos reforços.

Nos ensaios de cisalhamento direto, segundo Mallick et al. (1996), a deformação cisalhante é uniformemente distribuída ao longo da interface solo-inclusão e a resistência mobilizada resulta unicamente do deslocamento de parte da massa de solo em relação ao geossintético. Além disso, este tipo de ensaio é realizado sem impedimento de variação volumétrica do solo.

Já no caso dos ensaios de arrancamento, como o reforço está confinado por espessas camadas de solo em sua face superior e inferior e a caixa de ensaios apresenta fronteiras fixas, há uma restrição parcial da dilatação do solo durante o processo de arrancamento. Nessa situação, há um aumento da tensão vertical na interface solo-reforço e, conseqüentemente, um acréscimo na resistência ao arrancamento do reforço, o que não acontece nos ensaios de cisalhamento direto.

Além disso, segundo Fourie et al. (1987), os parâmetros de resistência de interface solo-reforço obtidos a partir dos ensaios de arrancamento são influenciados pelas características de resistência a tração e deformabilidade do reforço. Farrag et al. (1993) afirmam que, neste tipo de ensaio, a mobilização da deformação é uma combinação da deformação cisalhante da interface solo-reforço e do

alongamento do geossintético, e não é uniforme ao longo do comprimento do reforço. Os esforços concentram-se na extremidade tracionada e vão diminuindo gradativamente até a extremidade livre do reforço.

Nos ensaios de cisalhamento direto, devido ao mecanismo de ruptura e a forma com que os esforços são aplicados aos reforços, estes parâmetros não são contabilizados na resistência de interface solo-reforço.

Por estas razões, os ensaios de arrancamento são considerados os mais adequados para simular os mecanismos de interação solo-reforço de um maciço reforçado com fitas poliméricas. Assim, os seus resultados devem fornecer parâmetros de projetos mais realistas quando comparados àqueles obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

Lo (1998), executando ensaios de arrancamento em fitas poliméricas similares às desta pesquisa, porém com 85 a 90mm de largura e embutidas em três diferentes tipos de solos granulares (pedregulho, areia grossa e areia média bem graduada), obteve coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*) de 0,75 a 1,10 para tensões verticais de 50kPa e de 0,35 a 0,45 para tensões verticais de 100kPa (ver Figura 2.24). Os solos granulares utilizados apresentavam um grau de compactação de 94 a 98% do Proctor Normal e um teor de umidade de -5 a -10% do teor de umidade ótimo de compactação. Abdelouhab (2010), ensaiando fitas poliméricas com 50mm de largura e 37,5 kN de resistência à tração embutidas em materiais granulares secos (areia grossa e pedregulhos), obteve coeficientes de atrito aparente de aproximadamente 0,75 a 1,35 para tensões verticais de 50kPa e de 0,50 a 1,10 para tensões verticais de 80kPa.

Dessa forma, e sabendo-se que os coeficientes de atrito aparente obtidos a partir dos ensaios de arrancamento desta pesquisa variaram de 0,96 a 1,65 para tensões verticais de 50kPa e de 0,56 a 0,99 para tensões verticais de 100kPa, conclui-se que o solo fino em estudo proporciona uma elevada resistência ao arrancamento das fitas poliméricas e permitiriam a execução de terras armadas estáveis quanto ao arrancamento dos reforços.

Destaca-se que, mesmo sob uma condição de umidade elevada (condição “U” de moldagem), os coeficientes de interação solo-reforço obtidos nesta pesquisa superaram aqueles obtidos pelos autores citados acima quando utilizaram areia

grossa como material de aterro em seus estudos. Da mesma forma, na condição não saturada (condição “S” ou “O” de moldagem), em vista da elevada adesão e da dilatância do solo desenvolvida durante o arrancamento do reforço, os valores de f^* obtidos nesta pesquisa superaram os coeficientes de atrito aparente obtidos por estes autores quando utilizaram pedregulho como material de aterro.

Assim, pode-se dizer que o solo fino utilizado neste estudo é potencialmente adequado, em termos de resistência de interface, para ser utilizado como material de aterro em maciços reforçados. Além disso, prevendo-se e instalando-se sistemas de drenagem nas faces e no interior da contenção, pode-se evitar o umedecimento do solo constituinte da zona reforçada e, conseqüentemente, proporcionar um ganho extra na resistência de interface solo reforço.

Por fim, foi realizada uma análise comparativa entre os parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de arrancamento, a e δ' , e os parâmetros de resistência do solo obtidos a partir da interpretação integrada dos ensaios triaxiais saturados e não saturados, c e ϕ' . Os resultados estão apresentados na Tabela 5.16.

Salienta-se que a coesão aparente do solo apresentada nesta tabela foi calculada de acordo com a expressão 5.10, obtida a partir da equação 5.9.

$$c = 27 + (u_a - u_w) \cdot \tan 21^\circ \quad (5.10)$$

As sucções utilizadas nos cálculos foram as registradas pelo tensiômetro ao se atingir a máxima força de arrancamento.

Tabela 5.16. Comparação entre os resultados dos ensaios de arrancamento e triaxiais.

Condição de Moldagem	Arrancamento			Triaxiais		Coeficientes de aderência	
	$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	a (kPa)	δ' (°)	c (kPa)	ϕ' (°)	a/c	δ'/ϕ'
S	160	56,9	25	88,4	27	0,6	0,9
O	60	43,7	25	50,0	27	0,9	0,9
U	0	12,3	24	27,0	27	0,5	0,9

Da tabela acima conclui-se que o intercepto de coesão do solo (c) foi sempre superior ao intercepto de adesão da interface solo reforço (a). A faixa de variação observada

foi de $0,5c \leq a \leq 0,9c$ com uma tendência de redução desta relação com o umedecimento ou com a secagem do solo compactado no ponto ótimo da curva de compactação.

A máxima relação a/c foi obtida ensaiando-se o solo na condição “O” de moldagem, indicando que o umedecimento ou a secagem do maciço reforçado geram, respectivamente, perdas ou ganhos na resistência de interface inferiores às perdas ou ganhos de resistência ao cisalhamento do próprio solo. Isso acontece, pois a envoltória de resistência tridimensional do solo é representada por uma superfície planar (Figura 5.12) enquanto a envoltória tridimensional de resistência da interface solo reforço é representada por uma superfície parabólica (Figura 5.21). Nesta última, o crescimento da resistência de interface varia de maneira não linear com o aumento da sucção matricial do solo, com valores de δ^b inferiores a φ^b para sucções superiores à sucção de entrada de ar das curvas de retenção de água do solo e, com valores de δ^b superiores a φ^b para sucções inferiores à sucção de entrada de ar. Assim, as envoltórias tridimensionais se afastam umas das outras com a secagem ou umedecimento do solo e se aproximam quando o solo se encontra na condição “O” de moldagem (sucção próxima à sucção de entrada de ar das curvas de retenção de água).

A Figura 5.26 sintetiza estas conclusões, apresentando graficamente como o intercepto de coesão e de adesão obtidos a partir dos ensaios triaxiais, de arrancamento e de cisalhamento direto variam com a alteração da sucção matricial do solo.

Figura 5.26. Influência da sucção matricial na adesão da interface solo-reforço (a) e na coesão aparente do solo (c).

Os resultados experimentais mostraram, também, que o ângulo de atrito de interface solo reforço (δ') é ligeiramente inferior ao ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), mantendo-se praticamente constante para as três condições de moldagem em estudo. As diferenças obtidas variaram de 2° a 3°, fornecendo uma relação média de $\delta' = 0,9\phi'$. A Figura 5.27 mostra como os valores de δ' e ϕ' variaram com a alteração da sucção matricial do solo para cada tipo de ensaio realizado.

Figura 5.27. Influência da sucção matricial no ângulo de atrito de interface solo-reforço (δ') e no ângulo de atrito interno do solo (ϕ').

Tupa e Palmeira(1995), após a realização de uma extensa revisão bibliográfica (mais de 40 trabalhos) e a execução de ensaios de resistência de interface com solos finos e granulares e 5 tipos de geossintéticos, afirmou que a faixa de variação dos valores de δ/ϕ para solos granulares ou solos finos interagindo com geotêxteis tecidos ou não tecidos é de $0,7 \leq \delta/\phi \leq 1$. No caso de solos granulares ou solos finos em contato com geomembranas, estes autores afirmam que a faixa de variação de δ/ϕ passa a ser bastante ampla, de $0,33 \leq \delta/\phi \leq 0,85$, não sendo observados valores de δ/ϕ inferiores a 0,53 para ensaios de interface de solos granulares com geomembranas. Porém estes autores afirmam que o estabelecimento de uma faixa de variação de valores de adesão ainda é difícil devido ao número limitado de resultados disponíveis na literatura. Entretanto, definiram uma faixa de variação preliminar de $0,13 \leq a/c \leq 0,41$ para ensaios de interface entre solos finos e geossintéticos.

A partir destes valores e daqueles apresentados na Tabela 5.16 conclui-se que o solo fino e as fitas utilizadas nesta pesquisa apresentam uma elevada interação.

6. CONCLUSÕES

Além do objetivo geral de discutir e difundir as potencialidades do uso das fitas poliméricas e dos solos não convencionais em estruturas de solos reforçados, o presente trabalho teve como objetivo específico estudar o efeito do umedecimento e da secagem na interação solo coesivo - fita polimérica de uma estrutura de contenção do tipo terra armada. Dentre as principais conclusões obtidas ressaltam-se as seguintes:

6.1. ASPECTOS RELACIONADOS AO SOLO E À SUA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

- O solo residual de gnaiss utilizado nesta pesquisa se enquadra no grupo E da NBR 9286 (1986), podendo ser considerado um “solo não convencional” para utilização como material de aterro em estruturas de solo reforçado do tipo terra armada.
- Este material manteve-se sob pressão negativa da água intersticial em praticamente todos os ensaios realizados. Pressões positivas foram registradas em apenas um ensaio da série, o U200, onde o solo estava sob elevada condição de umidade e tensão confinante. Entretanto, foram de pequena magnitude, muito próximas à zero. Dessa forma, pode-se dizer que a máxima tensão vertical que se pode aplicar a este solo com um teor de umidade 3% acima da ótima sem gerar pressões neutras positivas é de aproximadamente 200kPa, ou seja, cerca de 11m de altura de um aterro compactado.
- Apesar do elevado teor de partículas finas em sua composição (cerca de 80% passantes na peneira #200), este material apresenta um elevado ângulo de atrito efetivo, de $\phi' = 27^\circ$. Além disso, sob condições não saturadas, em vista da sucção desenvolvida, apresenta elevada coesão aparente, o que proporciona um ganho extra na resistência ao cisalhamento do solo e na resistência ao arrancamento das inclusões poliméricas. A coesão efetiva e a razão do incremento de resistência com o aumento da sucção matricial do solo, obtidos a partir dos ensaios triaxiais saturados e não saturados (CW e CU), foram de $c' = 27\text{kPa}$ e $\phi^b = 21^\circ$.
- Os parâmetros de resistência obtidos a partir da interpretação integrada dos ensaios triaxiais saturados e não saturados (CW e CU) mostraram-se muito semelhantes àqueles obtidos apenas a partir dos resultados dos ensaios não

saturados (CW). Assim, para as faixas de sucção e tensões confinantes utilizadas neste trabalho, a superfície de ruptura obtida somente a partir dos resultados dos ensaios CW não saturados poderia ser utilizada para se estimar os parâmetros de resistência do solo saturado.

6.2. ASPECTOS RELACIONADOS À RESISTÊNCIA DE INTERFACE SOLO-REFORÇO

Tensões cisalhantes e de arrancamento

- Existe uma relação linear crescente entre as máximas tensões cisalhantes ou de arrancamento e as tensões verticais utilizadas nos ensaios. A diferença entre os ângulos de atrito de interface solo-reforço (δ') obtidos para os três pontos de estudo, nas condições saturadas e não saturadas, foi muito pequena, mostrando que este parâmetro é praticamente independente da sucção matricial do solo. Entretanto, a adesão aparente existente entre o solo e o reforço (a) mostrou um crescimento não linear com o aumento da sucção, com valores de δ^b iguais ou muito próximos a δ' para baixos valores de sucção e inferiores a δ' para sucções mais elevadas ($\delta^b < \delta'$).
- Os resultados experimentais mostraram que o umedecimento de 3% do solo compactado no ponto ótimo da curva de compactação gerou uma redução de até 40% nos valores das máximas tensões de arrancamento, enquanto que a secagem de 5% do mesmo proporcionou um ganho de resistência de apenas 20%. Assim, conclui-se que o umedecimento de uma estrutura de contenção em solo reforçado constituída pelos materiais em estudo gera perdas mais significativas na resistência de pico de interface solo-reforço do que a secagem da mesma proporciona em ganhos de resistência.
- As tensões cisalhantes ou de arrancamento residuais praticamente não variam com o aumento ou com a diminuição da sucção do solo. Porém, mostraram uma relação linear crescente com a tensão normal atuante no solo próximo ao reforço. Dessa forma, pode-se dizer que uma envoltória de resistência residual única, essencialmente dependente do ângulo de atrito de interface solo reforço, seria adequada para representar todas as condições de moldagem, saturadas e não saturadas, utilizadas nesta pesquisa.

Coeficientes de atrito aparente solo-fita polimérica (f^*)

- Observou-se um aumento dos coeficientes de atrito aparente solo–reforço com o decréscimo das tensões normais, independente do grau de saturação do solo.
- Verificou-se que para pequenas profundidades há uma forte influência da adesão aparente e da dilatação do material de aterro nos valores de f^* . Já sob tensões normais elevadas, a parcela de atrito prevalece sobre estes outros efeitos, e os valores de f^* diminuem, se aproximando de $\tan \varphi'$.
- Existe uma tendência de redução dos valores de f^* com o umedecimento das amostras, independente da profundidade analisada.
- A NBR-9286 mostrou-se conservadora ao desconsiderar o efeito da dilatação e da adesão para a determinação do parâmetro f^* em solos com mais de 20% de suas partículas com $D < 0,015\text{mm}$ (solos dos Grupos D e E). Todos coeficientes obtidos através dos ensaios de arrancamento executados superaram os valores teóricos determinados para os solos do Grupo D, mesmo o solo desta pesquisa estar enquadrado no Grupo E da referida norma.

Deslocamentos horizontais e variações volumétricas

- Nem o aumento nem a redução da sucção afetaram de forma significativa os deslocamentos horizontais associados às máximas tensões cisalhantes ou de arrancamento. Entretanto, para uma determinada condição inicial de moldagem dos corpos de prova, verificou-se que quanto maior a tensão normal aplicada, maior o deslocamento horizontal necessário para se atingir a máxima tensão cisalhante ou de arrancamento.
- Os corpos de prova apresentaram, no início do cisalhamento, uma contração volumétrica tão maior quanto maior a sucção no solo ou o valor da tensão normal aplicada nos ensaios. Porém, ainda antes de ser atingida a máxima tensão cisalhante, o solo começou a se dilatar. De maneira geral, sua dilatação foi tão maior quanto menor a tensão normal utilizada no ensaio ou quanto maior a sucção matricial da amostra.

Ensaio de cisalhamento direto x ensaios de arrancamento

- Os parâmetros de resistência de interface obtidos a partir dos ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto mostraram-se praticamente independentes do

tipo de ensaio executado quando a amostra estava com um teor de umidade elevado (próximo à saturação). Entretanto, para a condição não saturada, verificou-se que a resistência ao arrancamento das fitas poliméricas supera a resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. Logo, os coeficientes de atrito aparente (f^*) obtidos a partir dos ensaios de arrancamento superaram aqueles obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto.

- Assim, a favor da segurança, os ensaios de cisalhamento direto poderiam ser utilizados para se estimar os parâmetros de resistência de interface dos materiais desta pesquisa, tendo como grande vantagem o pequeno volume de solo utilizado e a sua rapidez.

Potencialidades do uso das fitas poliméricas e dos solos não convencionais

- O intercepto de coesão do solo (c) foi sempre superior ao intercepto de adesão (a) da interface solo reforço. A faixa de variação observada foi de $0,5c \leq a \leq 0,9c$, com o máximo valor obtido para a condição “O” de moldagem. Isso significa que o umedecimento ou a secagem do maciço reforçado geram, respectivamente, perdas ou ganhos na resistência de interface inferiores às perdas ou ganhos de resistência ao cisalhamento do próprio solo em questão.
- O ângulo de atrito de interface solo reforço ($\delta' = 25^\circ$) mostrou-se ligeiramente inferior ao ângulo de atrito interno do solo ($\phi' = 27^\circ$). Porém, manteve-se praticamente constante para as três condições de moldagem em estudo.
- Mesmo tendo utilizado um solo fino sob uma elevada condição de umidade, os coeficientes de atrito aparente obtidos nesta pesquisa superaram aqueles determinados por outros autores ensaiando fitas poliméricas imersas em materiais granulares.
- Assim, pode-se concluir que o solo fino e as fitas poliméricas utilizadas nesta pesquisa apresentam uma elevada interação e possibilitariam a execução de terras armadas estáveis quanto ao arrancamento dos reforços.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDELOUHAB, A. **Comportement des murs en terre armée - Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles**. 2010. 198p. Thèse pour obtenir le grade de docteur - Ecole Doctorale, L'institut National des Sciences Appliquées De Lyon (INSA), Lyon, 2010.

ABRAMENTO, M. **Resistencia ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar**. 1988. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1988.

ABRAMENTO, M.; PINTO, C. S. Resistência ao cisalhamento de solo coluvionar não saturado das encostas da Serra do Mar. **Solos e Rochas**, v.16, n. 3, p. 145-158, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9286**: Terra armada – especificação. Rio de Janeiro, 1986. 20p.

BERG, R.R.; CHRISTOPHER, B. R.; SAMTANI, N. C. Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. Federal Highway Administration Report n. FHWA-NHI-10-024, Washington, DC, USA, November, 332 p., 2009.

BISHOP, A. W. The Principle of Effective Stress. In: TEKNISK UKEBLAD, v. 106, n. 39, p. 859-863, 1959.

BISHOP, A. W., ALPAN, J., BLIGHT, G. E., DONALD, I. B. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: RESEARCH CONFERENCE SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, ASCE, 1960, Boulder, Colorado. **Proceedings...** Colorado, 1960, p. 503-532.

CHANDLER, R. J., CRILLY, M. S., MONTGOMERY-SMITH, G.. A low- cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. Proceeding of the Institute of Civil Engineering. **Proceedings...** 1992, vol. 92, issue 2, p. 82-89.

CHEN, C. W.; WU, J. Y. Effects of wetting on the soil geogrid interaction on the pullout resistance of geogrids in compacted silty sand. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 17, p.2529-2540, 2012.

CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Pull evaluation of geosynthetics in cohesive soils. **Geotextiles, Geomembranes and related products**. p. 731-737, 1990, Den Hoedt, Rotterdam.

CHRISTOPHER, B.R., GILL, S.A., GIROUD, J.P., JURAN, I., SCHLOSSER F., MITCHELL, J.K.; DUNNICLIFF, J. Reinforced Soil Structures: Volume I. Design and Construction Guidelines. Report n. FHWA-RD-89-043, Washington, DC, USA, November, 287 p., 1989.

COLLIOS A.; DELMAS P.; GOURC J. P.; GIROUD J. P. Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles. The Use of Geotextiles for Soil Improvement. In:

ASCE NATIONAL CONVENTION, 1980, Portland, Oregon, UK. **Proceedings...** Portland, 1980. p. 53-73.

DIAS, A.C. **Análise numérica da interação solo-geossintético em ensaios de arrancamento.** 2004. 102p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e talude de solo reforçado: projeto e execução.** 1ª. São Paulo: Oficina dos Textos, 2009. 128p. (Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos).

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slope design and construction guidelines. Federal Highway Administration. Report n. FHWA-NHI-00-043, Washington, DC, USA, 394p, 2001.

ESMAILI, D.; HATAMI, K.; MILLER, G. A.. Influence of matric suction on geotextile reinforcement-marginal soil interface strength. **Geotextiles and Geomembranes**, v.42, p.139-153, 2014.

FARRAG, K; ACAR, Y. B.; JURAN, I. Pullout resistance of geogrid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, p.133-159, 1993.

FELIX, C. M. S. **Comportamento dos Muros de Terra Armada.** 1991. 157p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1991.

FERREIRA, J. A. Z. **Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões.** 2007. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FLEMING, I. R.; SHARMA, J. S.; JOGI, M. B. Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v.24, p.274-284, 2006.

FOURIE, A. B; FABIAN, K. J. Laboratory determination of clay-geotextile interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 6, p.275-294, 1987.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., GAN, J. M. Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 6, 1987, New Delhi. **Proceedings...** New Delhi: Índia, 1987, vol. 1, p. 49-54.

FREDLUND, D. G., XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p.521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v.103, n.GT5, p. 447-466, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.15, n.3, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, INC, New York, 1993. 517p.

HAMID, T.B., MILLER, G.A. Shear strength of unsaturated soil interfaces. **Canadian Geotechnical Journal**. v.46, n. 5, p. 595-606, 2009.

HATAMI, K., GRANADOS, J.E., ESMAILI, D., MILLER, G.A. Influence of gravimetric water content on geotextile reinforcement pullout resistance in MSE walls with marginal soils. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2363, p. 66–74, 2013, Washington D.C., USA.

HATAMI, K., MILLER, G.A., GARCIA, L.M. Use of MSE Technology to Stabilize Highway Embankments and Slopes in Oklahoma. Oklahoma Department of Transportation. Report n. FHWA-OK-11-04, Tulsa, OK, USA, 77p, 2011.

HO, D. Y. F.; FREDLUND, D. G.. A multistage triaxial test for unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, v.5, n.1/2, p.18-25, 1982.

JEWELL, R. A., **Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils**. 1980. PHD (Thesis) - Cambridge University, Cambridge, UK, 1980.

KAKUDA, F. M. **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelhas com utilização de um equipamento reduzido**. 2005. 124p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

KHOURY, C. N.; MILLER, G. A.; HATAMI, K. Unsaturated soil-geotextile interface behavior. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 29, p.17-28, 2011.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSEES. **Recommandations pour l' inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques – Guide technique**. LCPC. 2003. Paris, France, 2003.

LADEIRA, M.A.S.A. & LOPES, M.L. Estudo dos fenômenos da interação solo-geossintéticos através de ensaios de arranque. **Revista Geotecnia**, v.74, p. 39-49, 1995.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. Soil mechanics. John Wiley & Sons, INC, New York, 1969. 553p

LO, S. R. Pull-out resistance of polyester straps at low overburden stress. **Geosynthetics International**, v. 5, n. 4, p. 361-382, 1998.

LO, S. R. The influence of constrained dilatancy on pullout resistance of strap reinforcement. **Geosynthetics International**, v.10, n. 2, p. 47-55, 2003.

LOPES, M. L.; LADEIRA, M. Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, v.14, p.543-554, 1996.

MACCAFERRI LTDA. **Technical data sheet**. Oxford, UK, [2009]. 1p.

MALLICK, S.B. AND ZHAI, H. Pull-out and direct shear testing of geosynthetic reinforcement state-of-the-art report. **Transportation Research Record**, n.1534, p.80-90, 1996.

MAPARAGEM, A. S. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para poluições em terra armada em solos não convencionais**. 2011. 163p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: COBRAMSEF, 10, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais...** Foz do Iguaçu: 1994, v.2, p. 515-522.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, 1995, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: Rio Grande do Sul, 1995, p. 112-125.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 3, 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1997, v2, p. 373-384.

MARINHO, F. A. M. **Os solos não saturados: aspectos teóricos, experimentais e aplicados**. 2005. 201p. Texto apresentado para o concurso de livre-docência na especialidade Geomecânica (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

MARINHO, F. A. M.; TAKE, W. A.; TARANTINO, A.. Measurement of Matric Suction Using Tensiometric and Axis Translation Techniques. **Geotechnical and Geological Engineering**. v.26 (6), p.615-631, 2008.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. M. The influence of the compaction on the SWCC of a residual soil. **Advances in Unsaturated Geotechnics - Geotechnical Special Publication**, Denver, Colorado, n.99, p. 125-141, 2000.

MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. Reinforcement of Slopes and Embankments. National Cooperative Highway Research Program Report. n. 290, **Transportation Research Board**, National Research Council, 323 p, 1987 Washington, DC, USA,.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. p.330. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, O.M.; MARINHO, F.A.M. Aspectos da curva de retenção de água de um solo residual compactado. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 5, São Carlos, 2004. **Anais...** São Carlos: 2004, v1, p.279-287.

OLSON, R. E.; LANGFELDER, L. J. Pore pressures in unsaturated soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 91, n.4, p.127-150, 1965.

PALMEIRA, E. M. Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 27, p.368-390, 2009.

PALMEIRA, E. M. **The study of soil-reinforcement by means of large scale laboratory tests**. 1987. 237p. Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy – Magdalen College, University of Oxford, Trinité Term, 1987.

PALMEIRA, E. M.; MILLIGAN, G.W.E. Scale and other factors affecting the results of pullout test of grid buried in sand. **Geotechnique**, v. 39, n. 3, p. 511-524, 1989.

PATIAS, J.. **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. 2005. p.129. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PEREIRA, V. R. G. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo**. 2010. 122p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

RAJU, D. M.; LO, S. C. R.; GOPALAN, M.; GAO, J. On large-scale laboratory pullout testing. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 29, n. 2, p. 123-155, 1998.

REIFFSTECK, P. **Cours Terre Armée**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 2008, 49p.

RÖHM, S. A.; VILAR, O.M. Shear strength of an unsaturated sandy soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1, Paris, 1995. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1995, v.1, p.189-193.

SCHLOSSER, F. La terre armée, recherches et réalisations. Bull. **Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées** – BLPC, n. 62, pp 79-92, 1972.

SCHLOSSER, F.; ELIAS, V. Friction in reinforced earth. In: SYMPOSIUM ON EARTH REINFORCEMENT, A.S.C.E. 1978, Pittsburgh, Pennsylvania, USA. **Proceedings...** Pittsburgh, 1978, p. 735-763.

SCHLOSSER, F., GUILLOUX, A. Le frottement dans le renforcement des sols. **Revue Française de Géotechnique**, v. 16, p. 65-77, 1981.

TEIXEIRA, S. H. C. **Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos**. 1999. 157p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 2003. 218p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

TUPA, N.; PALMEIRA, E. M. Estudo da aderência entre geossintético e solos finos e entre diferentes tipos de geossintético. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.18 (1), p. 31-41, 1995.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W.. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, p.379-392, 1996.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, v.2, n.49, p.143-159, 1999.

VIDAL, H. La terre armée. Annales des L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série Matériaux 30, Supplement n. 223.4, 1966.

ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interaction and functions. **Geosynthetics International**, v. 1, n. 2, p. 103-147, 1994.

ANEXO A

Varição da sucção em função do tempo obtidas a partir dos ensaios triaxiais CW não saturados realizados com carregamento controlado

Figura A1 - Variação da sucção do corpo de prova S50 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A2 - Variação da sucção do corpo de prova S100 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A3 - Variação da sucção do corpo de prova S200 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A4 - Variação da sucção do corpo de prova O50 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A5 - Variação da sucção do corpo de prova O200 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A6 - Variação da sucção do corpo de prova U50 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A7 - Variação da sucção do corpo de prova U100 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

Figura A8 - Variação da sucção do corpo de prova U200 durante a execução do ensaio triaxial CW não saturado.

ANEXO B

Varição da sucção em função do tempo obtidas a partir dos ensaios de arrancamento não saturados

Figura B1 - Variação da sucção do corpo de prova S50 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B2 - Variação da sucção do corpo de prova S100 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B3 - Variação da sucção do corpo de prova S200 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B4 - Variação da sucção do corpo de prova O50 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B5 - Variação da sucção do corpo de prova O100 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B6 - Variação da sucção do corpo de prova O200 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B7 - Variação da sucção do corpo de prova U50 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B8 - Variação da sucção do corpo de prova U100 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.

Figura B9 - Variação da sucção do corpo de prova U200 durante a execução do ensaio de arrancamento não saturado.