Josiele Patias

AVALIAÇÃO DO USO DE SOLOS NÃO CONVENCIONAIS
EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Paulo
2005

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Dr. Benedito pela indispensável e valorosa orientação.

Aos meus pais pelo incansável e inigualável apoio e compreensão. Ao meu namorado pelo companheirismo. Aos meus irmãos pelo incentivo e aos pequenos Diovana, Joana, Gabriel e Pedro pela alegria e amizade sincera.

A Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes) pela bolsa de estudos concedida.

Agradeço aos meus colegas da turma de 2003.

A todos os funcionários, professores e colegas do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos pela atenção e ajuda dispensada.

RESUMO

PATIAS, J. (2005). *Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

As estruturas de solo reforçado tornaram-se uma alternativa eficiente para a construção de aterros e muros de contenção. No entanto, o seu uso é limitado pelas especificações técnicas, que recomendam apenas materiais granulares, por apresentarem alta resistência e capacidade de livre drenagem. Todavia, nem sempre se dispõem deste tipo de material nas proximidades das obras, o que pode torná-las onerosas, devido aos custos de transporte. Os solos não convencionais, definidos como solos de granulometria fina (caracterizados como argilas, siltes, e solos areno-siltosos), merecem atenção, pois são encontrados em abundância em muitos locais do nosso território. Casos históricos brasileiros de obras instrumentadas revelam a eficiência destes materiais na composição de aterros de estruturas de solo reforçado, devido ao bom desempenho técnico ao longo de sua vida útil. Acredita-se que o uso de inclusões permeáveis possa contribuir na aceleração da drenagem da água das camadas de maciços construídos com solos finos, permitindo a dissipação mais rápida do excesso de pressões neutras. Para elucidar estas questões foram realizados ensaios de compressão triaxial rápidos (UU) e adensados rápidos (CU), com o intuito de avaliar o desempenho de solos não convencionais reforçados com inclusões permeáveis e impermeáveis. Utilizaram-se como reforços papel alumínio (reforço inextensível e impermeável) e geotêxtil (reforço extensível e permeável), o que permitiu comparações dos resultados obtidos dos ensaios com corpos de prova reforçados com os obtidos de corpos de prova não reforçados. Os solos utilizados foram duas argilas silto-arenosas, uma de comportamento laterítico e a outra não laterítico e uma areia fina com aproximadamente 40% de finos (material com diâmetro inferior à peneira 200), com comportamento não laterítico. Verificou-se que a combinação de solos finos com reforços permeáveis resultou num ganho de resistência ora em termos de ângulo de atrito interno, ora em relação à coesão, apenas a areia fina obteve ganho de resistência ao ser reforçada com o papel alumínio. Observou-se que a argila silto-arenosa, com comportamento laterítico, e a areia fina apresentaram uma interação mais eficiente com os reforços de geotêxtil. Constatou-se ainda que os reforços permeáveis promoveram a drenagem da água dos corpos de prova.

Palavras-chave: Solo reforçado. Solo não convencional. Ensaio de compressão triaxial. Ganho de resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

PATIAS, J. (2005). *Evaluation of the use of marginal soils in reinforced soil structures*. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

The reinforced soil structures became an efficient alternative for the construction of embankments and retaining walls. However, the use of these structures is limited by design specifications which recommend the use of granular materials that present high shearing strength and free drainage capacity. Some granular soils are not always available in the proximities of works, in these cases, costs of transportation can be high. The marginal soils, defined as fine grain-size (characterized as clays, silts, and sandy-silty) soils, deserve attention because they are found in abundance in many places on our territory, besides that, Brazilian historical cases of instrumented structures have shown their efficiency when used as backfill of reinforced soil structures. It is also believed that the use of permeable inclusions can contribute to the acceleration of water drainage, which allows faster dissipation of pore pressure. To contribute to the understanding of these aspects of reinforced soil behavior, triaxial compression tests, unconsolidated-undrained (UU) and consolidated-undrained (CU), were carried out in order to check the performance of reinforced marginal soil when reinforced with permeable and impermeable inclusions. Aluminum foil (inextensible and impermeable reinforcement) and geotextile (extensible and permeable reinforcement) were used as reinforcement, allowing the comparison of results of tests using reinforced and non-reinforced samples. The soils used were two sandy silty clays – a lateritic and a non-lateritic soil – and fine sand with 40% of fines, presenting non-lateritic behavior. It was verified that the combination of cohesive soil and permeable reinforcements resulted on an increase of resistance parameters, angle of internal friction and cohesion. It was observed that the lateritic sandy silty clay and the fine sand presented more efficient interaction with the geotextile reinforcements. Also, it was verified that the permeable reinforcements promoted faster water drainage.

Keywords: Soil reinforcement. Marginal soil. Triaxial compression tests. Shearing strength increase.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.	Representação da zona ativa e zona resistente de estrutura de solo reforçado e superfície de ruptura. (a) Inclusões extensíveis. (b) Inclusões inextensíveis.	20
Figura 2.2.	Mobilização dos parâmetros de resistência (c e ϕ) para amostras de areia reforçada. (a) Reforço inextensível. (b) Reforço extensível. (c) Mobilização da coesão e ângulo de atrito devido ao reforço.	22
Figura 2.3.	Estrutura em solo reforçado com inclusão extensível (geotêxtil tecido).	24
Figura 2.4.	(a) Construção de estrutura de solo reforçado com inclusões inextensíveis (terra armada). (b) Inclusões inextensíveis (fitas metálicas).	27
Figura 2.5.	Curvas tensão-deformação. (a) Tensão confinante de 35kPa. (b) Tensão confinante de 138kPa.	28
Figura 2.6.	Curvas granulométricas de solos do grupo A que poderiam compor uma estrutura em terra armada.	33
Figura 2.7.	Detalhe da execução de aterros heterogêneos em obras de terra armada construídas no Brasil.	34
Figura 2.8.	Estrutura de solo reforçado pioneira no Brasil construída na SP-123. (a) Seção transversal. (b) Vista frontal mostrando os dois tipos de geotêxtil utilizados.	35
Figura 2.9.	Seção típica do aterro de solo reforçado para a proteção da encosta do clube Belvedere.	37
Figura 2.10.	Detalhe da seção transversal instrumentada do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta de clube Belvedere.	37
Figura 2.11.	Seção típica da instrumentação do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere.	38
Figura 2.12.	Resultados da instrumentação do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere. (a) Deslocamentos horizontais na cota 251,1m. (b) Deslocamentos horizontais na cota 253,5m. (c) Deslocamentos verticais.	39
Figura 2.13.	Seção transversal típica das estruturas de solo reforçado de Petrópolis (RJ).	40
Figura 2.14.	Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída na MG 030.	42
Figura 2.15.	Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída na BR 381.	43
Figura 2.16.	Muro de contenção para tubovia – Canoas (RS).	44
Figura 2.17.	Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída em Campos do Jordão (SP).	45
Figura 2.18.	Seção transversal típica do aterro de solo reforçado localizado no litoral norte do Rio de Janeiro.	46
Figura 2.19.	Muro de contenção residencial.	47
Figura 2.20.	Muro de contenção em conjunto habitacional.	47
Figura 2.21.	Recuperação de talude rodoviário (Rodovia Régis Bittencourt).	48
Figura 2.22.	Contenção em área industrial.	48
Figura 2.23.	Mapa Geomorfológico do Brasil.	50
Figura 2.24.	Argila porosa vermelha, São Paulo (SP) – Zonas I e II.	51

Figura 2.25.	Solo saprolítico de siltito poroso (podzólico), Campinas (SP).	52
Figura 2.26.	Solo saprolítico de arenito poroso (latossolo), Bauru (SP).	52
Figura 2.27.	Solo saprolítico de basalto poroso (terra rocha), Londrina (PR) – Zona I, II e III.	53
Figura 2.28.	Localização e mineralogia das amostras estudadas por Godoy et al. (1994).	55
Figura 2.29.	Influência da defloculação na granulometria.	56
Figura 2.30.	Diferentes condições de interesse em aterros de solo reforçado usando solos com baixa permeabilidade.	60
Figura 2.31.	Efeito da dissipação do excesso de pressão neutra na estabilidade da estrutura de estruturas de solo reforçado.	61
Figura 2.32.	Variação do valor de A com o nível de sobre adensamento dos solos.	63
Figura 2.33.	Influência de K no valor de $\bar{B}$.	65
Figura 2.34.	Pressões neutra (u) no muro reforçado, ao longo do geotêxtil tecido e do geocomposto.	67
Figura 2.35.	Medidas realizadas no aterro II em função do tempo (em meses). (a) Deslocamentos verticais na seção 1. (b) Distribuição das pressões neutras na seção 1. (c) Deslocamentos verticais na seção 2. (d) Distribuição das pressões neutras na seção 2. (e) Distribuição da chuva ao longo do período. (f) Distribuição do índice de precipitação anterior ao longo do período.	68
Figura 2.36.	Comportamento do aterro II – pontos de medidas de deslocamentos e pressões neutras.	69
Figura 2.37.	Efeito da pressão neutra negativa no fator de segurança para o aterro II.	69
Figura 3.1.	Curvas granulométricas dos solos estudados (NBR 7181/84).	76
Figura 3.2.	Curva de compactação do solo 1.	77
Figura 3.3.	Curva de compactação do solo 2.	78
Figura 3.4.	Curva de compactação do solo 3.	78
Figura 3.5.	Resistência à tração não confinada do geotêxtil G100.	79
Figura 3.6.	Valores de transmissividade para o geotêxtil G100.	79
Figura 3.7.	Valores de transmissividade para o geotêxtil G300.	80
Figura 3.8.	(a) Esquema da compactação dos corpos de prova reforçados. (b) Corpo de prova reforçado com geotêxtil.	81
Figura 4.1.	Corpos de prova rompidos – solo 1. (a) Reforçado com geotêxtil. (b) Modo de ruptura do papel alumínio.	84
Figura 4.2.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 1, em corpos de prova não reforçados.	85
Figura 4.3.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 1. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.	86
Figura 4.4.	Envoltórias de resistência ($t \times s$), para cada configuração de corpo de prova, resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 1.	87
Figura 4.5.	Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU–solo 1.	88
Figura 4.6.	Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 1.	88
Figura 4.7.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado	89

	rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 1 – tensões desviatórias.	
Figura 4.8.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 1 – pressões neutras.	90
Figura 4.9.	Envoltórias de resistência para o solo 1 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.	91
Figura 4.10.	Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 1.	92
Figura 4.11.	Trajetórias de tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 1.	92
Figura 4.12.	Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 1.	93
Figura 4.13.	Variação de volume em relação à raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 1.	94
Figura 4.14.	Corpos de prova rompidos – solo 2. (a) Reforçado com geotêxtil. (b) Modo de ruptura do geotêxtil.	95
Figura 4.15.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 2, em corpos de prova não reforçados.	96
Figura 4.16.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 2. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.	96
Figura 4.17.	Envoltórias de resistência ($t \times s$), para cada configuração de corpo de prova, resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 2.	97
Figura 4.18.	Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU – solo 2.	98
Figura 4.19.	Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 2.	98
Figura 4.20.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 2 – tensões desviatórias.	100
Figura 4.21.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, para o solo 2 – pressões neutras. (a) Em corpos de prova não reforçados. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.	101
Figura 4.22.	Envoltórias de resistência para o solo 2 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.	102
Figura 4.23.	Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 2.	103
Figura 4.24.	Trajetórias de tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 2.	103
Figura 4.25.	Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 2.	104
Figura 4.26.	Variação de volume em relação à raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 2.	105
Figura 4.27.	Variação de volume em relação à raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G300 – solo 2.	106
Figura 4.28.	Corpos de prova rompidos – solo 3. (a) Reforçados com alumínio,	107

	em que o primeiro foi confinado com tensão de 50kPa e o segundo com tensão de 100kPa. (b) Modo de ruptura do papel alumínio. (c) Reforçado com geotêxtil.	
Figura 4.29.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 3, em corpos de prova não reforçados.	108
Figura 4.30.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 3. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.	108
Figura 4.31.	Envoltórias de resistência ($t \times s$), para cada configuração de corpo de prova, resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 3.	109
Figura 4.32.	Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU – solo 3.	110
Figura 4.33.	Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 3.	111
Figura 4.34.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 3 – tensões desviatórias.	112
Figura 4.35.	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 3 – pressões neutras.	112
Figura 4.36.	Envoltórias de resistência para o solo 3 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.	113
Figura 4.37.	Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 3.	114
Figura 4.38.	Trajetórias de tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 3.	114
Figura 4.39.	Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 3.	115
Figura 4.40.	Variação de volume em relação à raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 3.	116
Figura 4.41.	Variação de volume em relação à raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G300–solo 3.	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1.	Ensaio triaxiais em corpos de prova reforçados utilizando solos não convencionais.	23
Tabela 2.2.	Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento para corpos de prova reforçados e não reforçados.	29
Tabela 2.3.	Categorias de estruturas de solo reforçado.	30
Tabela 2.4.	Especificação para solos de aterros de estruturas de solo reforçado.	30
Tabela 2.5.	Limites granulométricos para solos usados em estruturas de solo reforçado.	31
Tabela 2.6.	Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas.	32
Tabela 2.7.	Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas.	32
Tabela 2.8.	Características dos solos de Petrópolis (RJ).	40
Tabela 2.9.	Grupos de solos lateríticos e saprolíticos.	57
Tabela 2.10.	Solos residuais de basalto e diabásio.	58
Tabela 2.11.	Escolha do método de análise de estabilidade em termos de tensões efetivas ou totais.	59
Tabela 2.12.	Valores de A em função da razão de pré-adensamento e da tensão desviatória.	63
Tabela 2.13.	Valores de A na ruptura para alguns solos.	64
Tabela 2.14.	Resumo das análises para estruturas de solo reforçado com aterro de baixa capacidade de drenagem.	73
Tabela 3.1.	Limites de liquidez e de plasticidade e massa específica dos sólidos dos solos estudados.	76
Tabela 3.2.	Classificação dos solos estudados.	77
Tabela 3.3.	Parâmetros característicos dos geotêxteis utilizados.	80
Tabela 4.1.	Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 1 (ensaio UU).	87
Tabela 4.2.	Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 1 (ensaio CU).	91
Tabela 4.3.	Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento obtidos, para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 2 (ensaio UU).	97
Tabela 4.4.	Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 2 (ensaio CU).	102
Tabela 4.5.	Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 3 (ensaio UU)	110
Tabela 4.6.	Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 3 (ensaio CU).	113
Tabela 4.7.	Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações de corpos de prova e solos estudados (ensaio UU).	117
Tabela 4.8.	Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações de corpos de prova e solos estudados (ensaio CU).	119

SUMÁRIO

Capítulo 1 – Introdução	14
1.1. Generalidades	14
1.2. Justificativas	15
1.3. Objetivos	16
 Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica	 17
2.1. Introdução	17
2.2. Comportamento das Inclusões e Mecanismos de Interação Solo-Reforço	18
2.2.1. Inclusões Extensíveis	23
2.2.2. Inclusões Inextensíveis	27
2.3. Especificações Técnicas para Projetos de Estruturas de Solo Reforçado	30
2.4. Estruturas de Solo Reforçado Utilizando Solos não Convencionais	34
2.4.1. Casos Históricos Brasileiros de Estruturas de Solo Reforçado	34
2.4.2. Características Gerais dos Solos Tropicais Brasileiros	49
2.5. Características de Resistência ao Cisalhamento dos Solos não Convencionais	58
2.6. Pressões Neutras no Interior do Maciço de Solo Reforçado	59
2.6.1. Métodos para Determinação de Pressões Neutras	62
2.6.2. Uso de Inclusões Permeáveis e Estabilidade das Estruturas de Solo Reforçado	66
2.7. Diretrizes para Projetos de Estruturas de Solo Reforçado Utilizando Solos não Convencionais	70
 Capítulo 3 – Materiais e Métodos	 75
3.1. Caracterização dos Materiais	75
3.1.1. Solos	75
3.1.2. Reforços	78
3.2. Ensaio de Compressão Triaxial	81
3.2.1. Corpos de Prova	81
3.2.2. Descrição dos Ensaios	81

Capítulo 4 – Apresentação e Análise de Resultados	84
4.1. Solo 1 – Argila Silto-Arenosa (Piracicaba)	84
4.2. Solo 2 – Areia Fina (Hortolândia)	94
4.3. Solo 3 – Argila Silto-Arenosa (Araras)	106
4.4. Considerações Finais	117
 Capítulo 5 – Conclusão	 122
 Referências	 125

Capítulo 1 – Introdução

1.1. Generalidades

As estruturas de solo reforçado tornaram-se uma alternativa eficiente na construção de aterros íngremes e muros de contenção. Isso ocorre, principalmente, pelos benefícios econômicos que estas estruturas oferecem quando comparadas às estruturas convencionais. Outras vantagens do solo reforçado são estética, segurança, técnicas simples de construção e também habilidade das estruturas de adaptarem-se facilmente às condições de campo diferenciadas, podendo sofrer grandes deformações sem que ocorra problemas de instabilidade ou algum dano à segurança da obra.

O benefício econômico das estruturas de solo reforçado, muitas vezes, fica limitado, principalmente pelas especificações de projeto quanto ao tipo de solo a ser utilizado na confecção das camadas do aterro reforçado. Apenas materiais granulares são recomendados nas especificações de obras públicas dos países do Hemisfério Norte. Como não há no Brasil especificações próprias, têm-se empregado rotineiramente recomendações de outros países, como as da AASHTO (2002), FHWA (2001) e BS 8006 (1995). Dessa maneira, seguindo-se estas especificações, em muitos locais a execução deste tipo de obra pode tornar-se inviável pela falta de material específico próximo ao local da construção.

Contudo, o estudo do comportamento dos solos excluídos destas especificações, chamados solos não convencionais, quando reforçados, está se tornando cada vez mais freqüente no meio geotécnico. Este trabalho tem o objetivo de aprofundar a discussão desta questão. Para tanto, é imprescindível o conhecimento do comportamento das estruturas projetadas com solos não convencionais, obtendo-se parâmetros corretos direcionados a análise de sua estabilidade.

1.2. Justificativa

As especificações de projeto de estruturas de solo reforçado em obras públicas de países da América do Norte, Europa e Japão, em geral, fazem referência somente a solos granulares, que são caracterizados pela alta capacidade de drenagem e resistência ao cisalhamento.

Dessa maneira, os solos finos, siltes, argilas e os solos areno-siltosos são excluídos pela baixa capacidade de drenagem e, conseqüente, pela dificuldade de dissipação do excesso de pressão neutra gerado no interior dos maciços compactados, ocasionando, principalmente, redução da resistência ao cisalhamento do solo.

Os poucos casos históricos que fazem referência ao uso de solos não convencionais, no entanto, demonstram bom comportamento, especialmente quando se elabora um projeto de drenagem adequado, levando em conta o uso de inclusões permeáveis.

Os solos brasileiros com granulometria fina, além de serem encontrados em abundância em vastas áreas do território do nosso país, muitas vezes, apresentam excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito). Esta característica permite a execução de estruturas de solo reforçado estáveis, principalmente por torná-las menos deformáveis.

O uso de solos não convencionais requer um estudo mais detalhado do seu comportamento como material de aterro, levando em conta a resistência ao cisalhamento e a deformabilidade. Devem ser avaliadas as características de resistência e potencial de drenagem das inclusões, além da interação solo-reforço.

É necessário, portanto, que o conhecimento a respeito do desempenho da interação solo-inclusão e das condições de drenagem de inclusões permeáveis seja aprofundado, no intuito de difundir o uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado, visando as questões de economia e segurança das estruturas.

1.3. Objetivo

Este trabalho tem por objetivo principal discutir a eficiência de solos não convencionais quando utilizados como material de construção de estruturas de solo reforçado.

Além disso, pretende-se verificar o desempenho das inclusões no que se refere ao aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do sistema (solo e reforços) quando se permite a dissipação das pressões neutras. Tais fatores exercem um papel importante no comportamento ao longo da vida útil das estruturas de solo reforçado executadas com estes solos.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

2.1. Introdução

A técnica de solo reforçado tornou-se uma importante alternativa de projeto no âmbito das estruturas de contenção. A simplicidade dos princípios de dimensionamento e os benefícios econômicos que essas obras podem apresentar chamam a atenção para o seu uso.

Muitos trabalhos de pesquisa vêm sendo desenvolvidos em universidades e laboratórios com o objetivo de aperfeiçoar as bases dos critérios de projetos deste tipo de estrutura. Elementos importantes como a disponibilidade de materiais e as suas características de resistência ao cisalhamento devem ser levados em consideração pelas normas de projeto e especificações técnicas, para que possam gerar diretrizes condizentes com as peculiaridades dos locais onde as obras estarão inseridas, propiciando projetos mais econômicos e eficientes.

As estruturas de solo reforçado empregam inclusões extensíveis ou inextensíveis. A finalidade da estrutura e o tipo de solo utilizado para construção do aterro são aspectos relevantes na escolha do tipo de inclusão. Esta escolha influencia não apenas a resistência ao cisalhamento de interface, mas, de forma mais ampla, o desempenho geral da estrutura.

As especificações técnicas dos materiais que podem ser utilizados na confecção do terrapleno reforçado exigem alta resistência ao cisalhamento e capacidade de livre drenagem, ou seja, que o material seja capaz de dissipar rapidamente as pressões neutras desenvolvidas durante a fase construtiva e ao longo da vida útil da obra. Apenas os materiais granulares atendem estas exigências.

Devido a este fato, os projetos de estrutura de solo reforçado podem tornar-se onerosos, pois nem sempre há disponibilidade de materiais granulares de boa

qualidade no entorno das obras. Em vista disso, muitos autores estudam a possibilidade do uso de solos não convencionais com o objetivo de tornar estas estruturas viáveis, mesmo quando não se dispõe de material granular.

Os solos não convencionais distinguem-se por serem finos e apresentarem baixa capacidade de drenagem.

Alguns estudos de aterros reforçados construídos com solos não convencionais têm mostrado que as pressões neutras, geradas durante o período construtivo, são de pequena magnitude ou podem ser dissipadas logo ao final da construção se as inclusões utilizadas forem permeáveis ao longo do plano, ou seja, se as inclusões apresentarem capacidade de fluxo no plano (transmissividade). Estes estudos também mostraram que durante chuvas fortes a drenagem da água de infiltração pode ocorrer rapidamente.

No Brasil, os solos finos são encontrados em grandes áreas e, principalmente, quando apresentam comportamento laterítico, seus parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e atrito) podem ser elevados. Outro fator importante, relacionado aos solos brasileiros, refere-se a sua condição não saturada que pode perdurar em muitas obras. Nesta condição as pressões neutras são negativas, e contribuem para o aumento do parâmetro de coesão do solo (coesão aparente), tornando as obras mais estáveis.

A quase totalidade das estruturas de solo reforçado executadas no Brasil faz uso de solos não convencionais. As poucas estruturas instrumentadas executadas no país mostram que os deslocamentos verticais e horizontais da face e de pontos situados no interior do maciço são muito pequenos no período pós-construtivo.

A elaboração de projetos de solo reforçado, utilizando solos não convencionais, deve seguir recomendações rígidas. Estas recomendações devem conduzir a um dimensionamento que leva em consideração as análises de estabilidade de curto e longo prazo. Algumas destas diretrizes são descritas na literatura por Tatsuoka e Yamauchi (1986) e Christopher et al. (1998).

2.2. Comportamento das Inclusões e Mecanismos de Interação Solo-Reforço

As estruturas de solo reforçado são mais resistentes e menos deformáveis que as de solo apenas (VIDAL, 1969).

As muitas técnicas utilizadas para reforço de solo podem ser classificadas quanto aos tipos predominantes de reforços utilizados como inclusões. Na maioria dos processos construtivos utilizados, o principal esforço atuante é de tração, enquanto que forças de compressão, de cisalhamento e momentos fletores são efeitos secundários (SCHLOSSER e BUHAN, 1990).

Para que um aterro seja efetivamente reforçado é necessário que os reforços desenvolvam uma interação com o solo, possibilitando a absorção das tensões e deformações que, no caso de um aterro não reforçado, poderiam levar a um desempenho ruim ou a ruptura do sistema.

O aumento da resistência de um maciço reforçado se dá através da transferência de carga que ocorre entre o maciço e as inclusões, devido à aderência entre ambos. Para que a transferência de carga do solo para o reforço seja efetivada, é necessário que ocorram ou haja uma tendência de movimentos relativos entre estes dois elementos.

Para a Norma Britânica BS 8006 (1995) dois critérios de ruptura solo-reforço são definidos. O primeiro critério baseia-se no estado limite último de ruptura (referente à interação), que pode estar relacionado à ruptura tanto do reforço como da aderência entre solo e reforço. O segundo critério diz respeito ao estado limite de utilização, em que estrutura ou reforços excedem os limites de deslocamento prescritos pelo projeto.

Os métodos usuais de projeto baseiam-se no equilíbrio limite, em que se assume um mecanismo de ruptura e se verifica a estabilidade do sistema considerando que a parte que se movimenta (ou pode se movimentar) comporta-se como um corpo rígido.

Os critérios de projeto impõem que além da estabilidade interna seja verificada também a estabilidade externa.

A avaliação da estabilidade externa trata a seção reforçada também como um bloco rígido e verifica os modos de ruptura prováveis avaliados no projeto de estruturas convencionais (muros de gravidade, por exemplo). A avaliação da estabilidade interna, em que se determinam as solicitações nos reforços a partir da consideração de superfícies potenciais de ruptura no espaço reforçado, define uma zona

de comportamento resistente (passiva) e outra que potencialmente se movimenta, zona ativa.

A resistência à tração das inclusões e os mecanismos de interação entre solo e inclusões, devem garantir a integridade geométrica da zona ativa, enquanto a zona passiva deve propiciar a ancoragem das inclusões, assegurando, desta forma, a estabilidade do conjunto, sem que haja a ruptura das inclusões por tração ou arrancamento.

Os tipos de inclusões – extensíveis e inextensíveis – afetam os mecanismos potenciais de ruptura, conduzindo a diferentes localizações da superfície de ruptura, conforme mostra a Figura 2.1, que ilustra os mecanismos usuais de projeto.

Figura 2.1 – Representação da zona ativa e zona resistente de estrutura de solo reforçado e superfície de ruptura. (a) Inclusões extensíveis. (b) Inclusões inextensíveis.

Os reforços podem ser classificados ainda como mantas, tiras e grelhas. Os reforços em formato de tiras podem ser lisos ou nervurados. Para os reforços do tipo mantas e tiras lisas a interação destes com o solo é controlada pelo atrito entre o solo e a superfície do reforço. No caso das grelhas e tiras nervuradas o modo de interação é governado por dois parâmetros, a resistência de interface e a resistência passiva. Para o caso das grelhas, o primeiro parâmetro é controlado pelo atrito entre o solo e a área superficial do reforço e pela resistência ao cisalhamento do solo localizado na abertura das grelhas, o segundo é governado pelo atrito entre solo e reforço e pela capacidade de carga dos elementos transversais (BERGADO et al., 1992).

Com o objetivo de avaliar o comportamento dos sistemas, compostos por diferentes tipos de solo e de reforços, quanto à interação entre estes materiais, alguns autores conduziram ensaios que serão descritos a seguir.

Uma avaliação dos mecanismos de ruptura do sistema (solo e reforço) foi feita por Schlosser e Long (1972) *apud* Schlosser e Buhan (1990) com base em ensaios triaxiais executados em corpos de prova de areia reforçados com papel alumínio. Os autores demonstraram (Figura 2.2) a existência de dois modos principais de ruptura, o primeiro se refere à quebra das inclusões e o segundo a perda de aderência entre o solo e o reforço. Além disso, para baixos níveis de tensão o comportamento do material, em compressão triaxial, é aproximadamente o mesmo que o apresentado pelo solo sem reforço. Observa-se ainda (Figura 2.2c) que os reforços conferem ao solo uma coesão que é mobilizada mais rapidamente do que o ângulo de atrito interno.

Ensaio triaxiais similares aos anteriormente citados foram conduzidos em corpos de prova de areia reforçados com geotêxtil tecido. A Figura 2.2b mostra curvas tensão-deformação de corpos de prova reforçados e não reforçados. Os resultados sugerem que a mobilização completa da resistência à tração, para os reforços extensíveis, requer grandes deformações. Isso indica que a resistência à tração do reforço não poderá ser mobilizada simultaneamente a resistência ao cisalhamento máxima do solo (SCHLOSSER e BUHAN, 1990).

(a)

(b)

Figura 2.2 – Mobilização dos parâmetros de resistência (c e ϕ) para amostras de areia reforçada. (a) Reforço inextensível. (b) Reforço extensível. (c) Mobilização da coesão e ângulo de atrito devido ao reforço.

Fonte – SCHLOSSER, F. e BUHAN, P. (1990).

A principal diferença entre o comportamento de reforços inextensíveis, como o papel alumínio, e reforços extensíveis, reside nas deformações necessárias para se chegar à resistência de pico, quando a ruptura do sistema ocorre como resultado da quebra dos reforços. Esta deformação corresponde, em média, a 3% e 12%, para reforços inextensíveis e extensíveis, respectivamente (SCHLOSSER e BUHAN, 1990) (ver Figuras 2.2a e 2.2b).

Um estudo realizado por Haeri et al. (2000) em que foram conduzidos ensaios triaxiais drenados, em corpos de prova de areia reforçados com três tipos de geotêxteis não tecidos (com máxima elongação variando entre 60% e 130%), demonstrou que os corpos de prova reforçados exibiram uma maior deformação axial na ruptura, quando comparados aos resultados de corpos de prova não reforçados.

Muitos autores tentaram verificar o comportamento dos solos reforçados, quanto à interação com solos não convencionais e diferentes sistemas de reforços, por meio de ensaios de compressão triaxial. Na Tabela 2.1, descrita por Zornberg e Mitchell (1994), são listadas as características destes ensaios e conclusões obtidas.

Tabela 2.1 – Ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados utilizando solos não convencionais.

Tipo de Ensaio	Solo	Reforço	Comportamento Observado	Referência
Triaxial adensado não drenado	Argila caolinita saturada; argila de Londres	Folha de Alumínio; plástico poroso	As inclusões de alumínio reduziram a resistência do solo, o plástico poroso aumentou.	Ingold, 1979; Ingold e Miller, 1982
Triaxial drenado	Argila caolinita normalmente adensada.	Plástico poroso	A resistência aumentou com a redução do espaçamento entre inclusões.	Ingold e Miller, 1983
Triaxial rápido em corpos de prova não saturados	Argila caolinita	Folha de alumínio	Há relação linear entre resistência e grau de saturação.	Ingold, 1985
UU e CU	Argila siltosa (LP=14%; LL=27%)	Geotêxtil e geogrelha	Os geotêxteis restringem as deformações laterais do corpo de prova. As curvas tensão-deformação dos materiais reforçados diferem das do material não reforçado.	Fabian e Fourie, 1986
CU	Argila caolinita	Geogrelha	Melhoria na resistência não drenada.	Al-Omari et al., 1987
CD e CU	Argila caolinita	Geogrelha	O reforço com geogrelha melhorou a resistência em ambas às condições, drenada ou não drenada.	Al-Omari et al., 1989
UU	Argila siltosa mole	Geotêxtil tecido e não tecido	Os geotêxteis tecidos melhoraram a compactação da argila.	Indraratna et al., 1991

Fonte – ZORNBERG, J. G. e MITCHELL, J.K. (1994)

2.2.1. Inclusões Extensíveis

Os reforços extensíveis são caracterizados por apresentarem grandes deformações sem que venham romper ou tornar instável a estrutura que estão reforçando. Na Figura 2.3 apresenta-se uma estrutura de solo reforçado construída para estabilização de uma encosta no Rio de Janeiro, em que se observa o uso de um tipo de inclusão extensível, o geotêxtil tecido. Nota-se que a estrutura adapta-se muito bem a geometria do talude, podendo este permanecer com a mesma inclinação original. A solução permite ainda que apenas o local de ruptura sofra intervenções.

Figura 2.3 – Estrutura em solo reforçado com inclusão extensível (geotêxtil tecido).

Nos projetos de estrutura de solo reforçado com geossintéticos, uma das principais preocupações reside na determinação da resistência de projeto do reforço. Esta resistência é definida como uma porcentagem da resistência última, não confinada, obtida de um ensaio de tração realizado segundo a NBR 12824/93. Sabe-se que o comportamento tensão-deformação de geossintéticos compressíveis e planos é melhorado quando se encontram confinados.

Esta melhoria, dada em função do confinamento dos geossintéticos pelo solo, é observada, principalmente, nos geotêxteis não tecidos agulhados. Os geotêxteis não tecidos termoligados são menos afetados por este efeito e os geotêxteis tecidos não apresentam mudanças na resistência devido ao confinamento.

O bom desempenho das estruturas de solo reforçado depende da aderência desenvolvida entre reforços e camadas de solo compactado, ou seja, uma zona de interação entre estes dois elementos deve ser estabelecida.

Em geral, dois tipos característicos de comportamento se distinguem nos geossintéticos para reforços de solos, os contínuos (geotêxteis tecidos e não tecidos), e os descontínuos (geogrelhas). No caso dos geotêxteis, a interação com o solo adjacente se dá em função das parcelas de adesão e atrito, expressa pela eq. 2.1 (VERTEMATTI, 2004). Em que τ_{sr} é a tensão de aderência entre o solo e o reforço; α_{sr} é a adesão entre o solo e reforço; σ é a tensão normal no plano do reforço; e $tg\delta_{sr}$ é o ângulo de atrito entre solo e reforço.

$$\tau_{sr} = \alpha_{sr} + \sigma \cdot tg \delta_{sr} \quad 2.1$$

No caso das geogrelhas, a aderência conta com a resistência passiva dos elementos transversais do reforço. Dessa forma, a partir de ensaios de cisalhamento e arrancamento, pode-se calcular o coeficiente de deslizamento direto, C_d , que corresponde a relação entre a resistência ao cisalhamento de interface solo/geossintético e a resistência ao cisalhamento do solo (eq. 2.2), e também o coeficiente de interação, C_i , que corresponde à relação entre a tensão cisalhante de arrancamento em uma das faces do geossintético e a resistência ao cisalhamento do solo (eq. 2.3). Em que τ_s é a resistência ao cisalhamento do solo; ϕ é o ângulo de atrito do solo; τ_a é a tensão cisalhante de arrancamento em uma das faces do geossintético; T_a é a carga de arrancamento; e L é o comprimento de ancoragem (VERTEMATTI, 2004).

$$C_d = \frac{\tau_{sr}}{\tau_s} = \frac{tg \delta_{sr}}{tg \phi} \quad 2.2$$

$$C_i = \frac{\tau_a}{\tau_s} = \frac{T_a}{2 \cdot L \cdot \sigma \cdot tg \phi} \quad 2.3$$

Zornberg e Mitchell (1994) reuniram resultados de ensaios realizados em equipamento de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar a eficiência de contato entre cinco geossintéticos e sete solos. Estes autores indicaram três principais modos de ruptura, sendo eles o deslizamento ao longo da interface entre o solo e o geossintético; ruptura ao longo da superfície do solo paralela à inclusão de geossintético; e ruptura ao longo da superfície situada entre duas inclusões adjacentes. A localização da superfície de deslizamento e a magnitude dos parâmetros de resistência de interface foram encontradas como sendo uma função da densidade, do teor de umidade do solo e das características da superfície dos geossintéticos.

Ensaio de arrancamento e cisalhamento direto foram realizados para investigar os principais fatores que governam a interação solo argiloso-geotêxtil, em condições drenadas e não-drenadas. Geotêxteis tecidos e não-tecidos e argila siltosa com índice de plasticidade de 13% foram usados no ensaio de cisalhamento direto

(FOURIE e FABIAN, 1987 *apud* ZORNBERG e MITCHELL, 1994). Os autores identificaram que a rigidez, as propriedades de superfície, a transmissividade do geotêxtil são os principais fatores que afetam a interação em termos de resistência ao cisalhamento não drenada. Em alguns níveis de tensão, o geotêxtil não tecido demonstrou ter uma maior eficiência de contato que o reforço tecido.

O comportamento da interação argila e geotêxtil, em condições drenadas, foi verificado ser semelhante ao de interação entre areia e geotêxtil. No entanto, a resistência ao arrancamento dos reforços foi afetada pela relaxação dos geotêxteis durante os ensaios de longo prazo. Isto reduziu a resistência à tração do reforço, levando a uma resistência ao arrancamento menor que aquela encontrada para os ensaios realizados em condições não drenadas. Os autores consideram que geotêxteis não tecidos de alta transmissividade podem reforçar efetivamente solos argilosos em ambas as situações, drenadas e não drenadas. No entanto, a resistência ao arrancamento destes geotêxteis, como se sabe, é limitada pela sua resistência à tração e propriedades de relaxamento. Dessa forma, não se pode esquecer do comportamento dos geotêxteis, quanto à fluência e relaxação no decorrer da vida útil das estruturas de solo reforçado.

Com relação à estabilidade interna, quando se faz análise de ruptura, analisam-se as questões relativas à fluência, pois podem modificar o comportamento a longo prazo desses materiais (COSTA, 1999).

O grau de fluência está diretamente relacionado à cristalinidade do material, à estrutura das mantas, ao tipo de ligação dos filamentos, entre outros fatores. Assim, um geotêxtil, mesmo estando carregado com tensões menores que a tensão última, obtida de ensaio de tração não confinada, pode atingir a ruptura, tal fenômeno é conhecido como fadiga estática do material (BARAS, 2001).

Como forma de combinar os benefícios exibidos pelos reforços disponíveis no mercado, o reforço de solos não convencionais pode ser realizado com a união da alta resistência à tração do geotêxtil tecido e da alta transmissividade do geotêxtil não tecido por meio do uso de um geocomposto de geotêxteis (ZORNBERG e MITCHELL, 1994).

Um outro geocomposto disponível no mercado é formado por uma geogrelha cuja estrutura dispõe de pequenos canais que são recobertos por geotêxtil não tecido. Tal material é capaz de aliar a resistência da geogrelha e proporcionar a drenagem que ocorre através destes canais.

2.2.2. Inclusões Inextensíveis

Os reforços inextensíveis encontram-se geralmente em forma de tiras ou grelhas, sendo que os mais comuns são os metálicos. Um exemplo de estrutura construída com reforços inextensíveis é a terra armada. Este tipo de estrutura consiste de um maciço de solo reforçado por elementos metálicos lineares, com face rígida construída com painéis de concreto em formato cruciforme, onde são fixadas as inclusões. A Figura 2.4 mostra detalhes do reforço com fitas metálicas.

(a)

(b)

Figura 2.4 – (a) Construção de estrutura de solo reforçado com inclusões inextensíveis (terra armada).
(b) Inclusões inextensíveis (fitas metálicas).

Nos aterros compostos por solo granulares compactados pode ser observado o efeito da dilatação, este fato é reconhecido como sendo de grande importância para explicar a alta resistência de interface (atrito) entre solo e reforços, fato este observado em ensaios de arrancamento usando tiras metálicas (GUILLOUX et al., 1979 *apud* ZORNBERG e MITCHELL, 1994). Conseqüentemente, o uso de solos granulares neste sistema de reforço não é importante somente para prevenir condições não drenadas, mas também para induzir a dilatação nos aterros compactos.

Para verificar a melhoria dada à resistência do solo, através da interação entre estes materiais, alguns autores pesquisaram a combinação de diferentes tipos de solos com os reforços inextensíveis. O desempenho de algumas destas combinações será mostrado ao longo deste capítulo.

Ensaio triaxiais feitos por El Naggar et al. (1997) em solo arenoso, com diferentes configurações de corpos de prova reforçados com papel alumínio, com uma, duas, três e cinco camadas de reforço foram comparados com os valores de tensões e deformações obtidos de ensaios com corpos de prova não reforçados.

Baseados nos gráficos da Figura 2.5, os autores concluíram que, para qualquer tensão confinante aplicada ao solo, a rigidez do conjunto aumentou com o aumento do número de reforços. No entanto, para o caso de tensões confinantes mais altas (Figura 2.5a), observou-se uma contribuição muito pequena dos reforços na resistência. Os valores da Tabela 2.2 mostraram que tanto para solo reforçado como não reforçado o ângulo de atrito interno sofreu redução, enquanto que para o parâmetro de coesão ocorreu aumento para os corpos de prova reforçados (EL-NAGGAR et al., 1997).

(a)

(b)

Figura 2.5 – Curvas tensão-deformação. (a) Tensão confinante de 35kPa. (b) Tensão confinante de 138kPa.

Fonte – EL-NAGGAR, M.E. et al. (1997)

Tabela 2.2 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento para corpos de prova reforçados e não reforçados.

Corpos de Prova	ϕ (°)	c (kPa)
Não reforçados	37	17
Com um reforço	35	42
Com dois reforços	31	79
Com três reforços	29	109
Com cinco reforços	27	157

Fonte – EL-NAGGAR, M.E. et al. (1997)

Ensaio triaxiais também conduzidos em solo arenoso reforçado com papel alumínio (SCHLOSSER e BUHAN, 1990), mostraram que em adição ao aumento da resistência dada ao solo pelos reforços, a coesão é mobilizada muito mais rapidamente que o ângulo de atrito interno do solo (ver Figura 2.2c).

Um estudo de laboratório executado para analisar a possibilidade de uso de solos finos em aterros de solo reforçado com inclusões inextensíveis, focou a determinação de parâmetros de atrito reforço-solo e uma avaliação qualitativa das características de deformação de reforços rugosos. Para tanto, ensaios de arrancamento foram executados usando amostras compactadas com teor de umidade próximo do ótimo. Todos os solos ensaiados exibiam baixa ou nenhuma plasticidade e valores relativamente altos de resistência não drenada. O coeficiente de atrito aparente (média das tensões de cisalhamento de pico dividida pela tensão normal na tira) variou consideravelmente com a tensão normal aplicada na tira, ocorrendo uma redução drástica na magnitude do coeficiente com o aumento do teor de finos (ELIAS, 1979 *apud* ZORNGERG e MITCHELL, 1994).

Outro estudo a respeito da interação solo e reforços inextensíveis foi desenvolvido por Bergado et al. (1993), envolvendo ensaios de arrancamento de grelhas metálicas em argila. Os autores concluíram que 90% da resistência de arrancamento das grelhas está relacionada à resistência passiva dos seus elementos transversais, desta forma, a interação com a superfície resultou em pouca influência neste parâmetro. Esta conclusão foi possível através da realização dos mesmos ensaios de arrancamento para as inclusões sem a presença dos elementos transversais. Observou-se nesta última análise que a resistência máxima foi mobilizada a pequenos deslocamentos do reforço no interior do maciço.

2.3. Especificações Técnicas para Projetos de Estruturas de Solo Reforçado

A Norma Britânica BS 8006 (1995) determina, para materiais do terrapleno de estruturas de solo reforçado, a obediência de critérios mecânicos, químicos e eletroquímicos. O critério mecânico requer que os materiais de reaterros permanentes tenham resistência atritiva ou atritiva e coesiva. Quanto aos solos coesivos, as especificações não recomendam a sua utilização em estruturas das categorias 2 e 3, descritas na Tabela 2.3. A Tabela 2.4 mostra as especificações para seleção de solos para muros e encontros de pontes.

Tabela 2.3 – Categorias de estruturas de solo reforçado.

Categoria	Exemplos de Estruturas
1 (Baixas)	Estruturas de contenção e aterros menores que 1,5m, em que a ruptura resultaria em dano mínimo e perda de acesso.
2 (Médias)	Estruturas de contenção e aterros em que a ruptura resultaria em dano moderado e perda de manutenção.
3 (Altas)	Encontros de pontes, estruturas que suportam diretamente estradas com transito de veículos pesados, ferrovias, construções habitadas, barragens, aterros e muros próximos ao mar e em contato com rios.

Fonte – BS 8006 (1995)

Tabela 2.4 – Especificação para solos de aterros de estruturas de solo reforçado.

Tipo de solo	Categoria da estrutura		
	1	2	3
Solo com resistência atritiva	Sim	Sim	Sim
Solo com resistência atritiva e coesiva	Sim	Sim	Sim
Aterro de argila	Sim	Não	Não

Fonte – BS 8006 (1995)

Para a construção de obras públicas de solo reforçado nos Estados Unidos, observam-se as recomendações dadas pelo *Federal Highway Administration* (FHWA) e *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

O critério recomendado pela FHWA considera o comportamento em longo prazo da estrutura como um todo, a estabilidade na fase construtiva e a

degradação ambiental dos reforços. A experiência na construção de estruturas de solo estabilizado mecanicamente tem levado a seleção de solos não coesivos como material de reaterro.

Para a FHWA o material de reaterro deve estar livre de materiais orgânicos ou qualquer outro material deletério e deve atender aos limites granulométricos definidos na Tabela 2.5 (como determinado pela AASHTO T-27).

Tabela 2.5 – Limites granulométricos para solos usados em estruturas de solo reforçado.

Tamanho da Peneira	% passante
102 mm	100
0,425 mm (nº 40)	0-60
0,075 mm (nº 200)	0-15

Fonte – FHWA (2001)

O manual da AASHTO (2002) determina que os materiais devem ter capacidade de livre drenagem, não serem expansivos e/ou apresentarem potencial corrosivo. Siltes e argilas não devem ser usados na execução de aterros, a menos que procedimentos satisfatórios de projetos sejam seguidos, e medidas mais rigorosas de controle da construção sejam incorporadas aos documentos do projeto e da execução.

A NBR 9286/86, norma que regulamenta o projeto e a execução de estruturas de terra armada no Brasil, especifica que o material destinado ao reaterro deve atender aos critérios de granulometria descritos na Tabela 2.6 e 2.7, referentes à utilização de armaduras nervuradas e lisas, respectivamente.

Graficamente a Figura 2.6 ilustra dois solos que estariam inseridos no grupo A. A curva granulométrica 1 mostra um solo com 15% das partículas com diâmetro menor que 0,08mm, a qual estaria no limite de aceitação do primeiro critério referente ao grupo A. A curva granulométrica 2 mostra um solo com mais de 15% das partículas apresentando diâmetro de 0,08mm, mas que atenderia o segundo critério de aceitação do grupo A, pois possui menos que 10% das partículas com diâmetro igual a 0,015mm.

Tabela 2.6 – Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas.

Grupo de Solo	Granulometria	Atrito Interno
A	15% das partículas com $\phi \geq 0,08\text{mm}$	Critério Mecânico Atendido
	Se 15% das partículas apresentam $\phi < 0,08\text{mm}$, 10% destas partículas devem ter $\phi \geq 0,015\text{mm}$	
B	Se 10% das partículas apresentam $\phi < 0,015\text{mm}$, 20% destas partículas devem ter $\phi \geq 0,015\text{mm}$	Se $\phi'' \geq 25^\circ$ Critério mecânico atendido
C	Se 20% das partículas apresentam $\phi < 0,015\text{mm}$, 40% das partículas devem ter $\phi \geq 0,015\text{mm}$	Se $\phi \geq 30^\circ$ $f_1^* = f_0^* \times \text{tg}\phi / \text{tg}\phi_0$ Critério mecânico atendido
D	Se 20% das partículas apresentam $\phi < 0,015\text{mm}$, 40% destas partículas devem ter $\phi \geq 0,015\text{mm}$	Se $\phi' \geq 25^\circ$ Critério mecânico atendido
E	40% das partículas com $\phi < 0,015\text{mm}$	Utilização depende de estudos especiais

Fonte – NBR 9286 (1986)

Tabela 2.7 – Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas.

15% das partículas apresentam $\phi \geq 0,08\text{mm}$		Critério mecânico satisfeito	
15% das partículas apresentam $\phi \geq 0,08\text{mm}$	10% destas partículas apresentam $\phi \geq 0,015\text{mm}$	Critério mecânico satisfeito	
	As partículas apresentam-se com $\phi = 0,015\text{mm}$ entre 10% e 20%	Ângulo de atrito solo-armadura $\geq 22^\circ$	Critério mecânico satisfeito
		Ângulo de atrito solo-armadura $> 22^\circ$	Critério mecânico satisfeito
	20% destas partículas apresentam $\phi < 0,015\text{mm}$	Utilização depende de estudos especiais	

Fonte – NBR 9286 (1986)

Observa-se que a norma supracitada permite que o solo utilizado como aterro possa ter mais de 40% das partículas menores que 0,015mm, desde que estudos especiais sejam realizados, para o caso de reforço com armaduras nervuradas. Esta restrição dificulta o uso de material fino na construção de estruturas de solo reforçado. Para o caso de armaduras lisas a restrição à quantidade de finos que compõem o solo do reaterro deve ser menor ainda.

Observa-se que o critério mecânico baseia-se apenas na granulometria dos materiais e leva em consideração somente um dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo – o ângulo de atrito interno.

Figura 2. 6 – Curvas granulométricas de solos do grupo A que poderiam compor uma estrutura em terra armada.

Nos projetos de terra armada, realizados no Brasil, é comum o uso de maciços heterogêneos. Estas estruturas são compostas por camadas de diferentes materiais, como descrito no detalhe da Figura 2.7. Uma camada composta por solo arenoso é confeccionada próximo aos reforços metálicos, enquanto que um material argiloso compõe o restante da camada, permanecendo afastado das fitas.

A presença do solo arenoso faz com que a drenagem da água do maciço seja efetivada, além disso, este material apresenta melhor interação com os reforços metálicos que o solo argiloso, por isso é colocado envolvendo as inclusões. Os solos finos que por ventura venham estar presentes no local da obra podem ser utilizados nas camadas que compõem a estrutura, reduzindo custos de transportes de materiais granulares. Esta solução permite o uso de solos não convencionais, que ao serem combinados com solo arenoso, resultam em uma solução econômica e eficiente. No entanto, não há estudos que avaliam a questão da deformabilidade do maciço resultante.

Figura 2. 7 – Detalhe da execução de aterros heterogêneos em obras de terra armada construídas no Brasil.

2.4. Estruturas de Solo Reforçado Utilizando Solos não Convencionais

2.4.1. Casos Históricos Brasileiros de Estruturas de Solo Reforçado

Muitas obras de solo reforçado executadas no Brasil são construídas com solos não convencionais. Alguns destes casos serão relatados neste capítulo. Na grande maioria das vezes não há instrumentação instalada, nem tampouco informações de movimentos ocorridos durante e após a construção. Independente disso, nos poucos relatos descritos na literatura, os autores indicam que o desempenho destas obras tem sido satisfatório.

São destacadas, neste trabalho, três obras instrumentadas. A primeira, que constitui a estrutura pioneira de solo reforçado no Brasil, foi construída na SP-123 em Campos do Jordão - SP. A Segunda foi executada em Presidente Epitácio – SP e foi objeto de um intenso estudo da movimentação horizontal e vertical do maciço reforçado, principalmente no período construtivo. A terceira delas, que foi construída em Petrópolis – RJ, se constitui a mais simples das estruturas mencionadas.

O muro pioneiro de solo reforçado possui 10,0m de altura e foi construído em 1984. A obra foi projetada para recompor um talude de 30,0m de altura que sofreu deslizamento. Construiu-se ao longo desta encosta o aterro de recomposição da estrada em três etapas, sendo que a do meio foi reforçada. Este trecho totaliza mais de 500m² de área de paramento. O espaçamento vertical entre as inclusões é de 0,60m e o comprimento de reforço de 7,0m. Foram utilizados dois tipos de geotêxteis, um tecido

e um não tecido, ambos com resistência à tração não confinada de 22kN/m (Figura 2.8b) (CARVALHO et al., 1986).

(a)

(b)

Figura 2.8 – Estrutura de solo reforçado pioneira no Brasil construída na SP-123. (a) Seção transversal. (b) Vista frontal mostrando os dois tipos de geotêxteis utilizados.

O material do reaterro constituiu-se de areia silto-argilosa, caracterizado por ser um solo saprolítico de granito, com 26% das partículas finas menores que 0,02mm, os parâmetros de resistência ao cisalhamento atingiram $c' = 22\text{kPa}$ e $\phi' = 35^\circ$ (EHRLICH et al., 1997).

A face foi protegida com blocos de concreto e a drenagem foi promovida por meio da instalação de um dreno de areia entre a face e a estrutura reforçada, além da construção de dispositivos de drenagem superficial e poços de drenagem profunda.

Foram instaladas nesta estrutura células de tensão total, piezômetros, placas de recalque e extensômetros horizontais acoplados nos reforços. Segundo os dados de deslocamento, constatou-se que, após a conclusão do aterro superior e recomposição do pavimento da pista da rodovia, ocorreram movimentações horizontais e verticais por cerca de um mês, estabilizando a partir deste período (VIDAL et al., 1990). Demonstrou-se que a estrutura se manteve estável durante e depois da construção, mesmo em períodos chuvosos. Os movimentos horizontais medidos na terceira camada de geotêxtil (8,2m de profundidade), para onze meses depois da construção, foram de 113mm e 76mm para o geotêxtil tecido e não tecido, respectivamente, sendo o ponto de medida a um metro da face. Pôde-se verificar, portanto, que a movimentação foi menor para a estrutura reforçada com geotêxtil não tecido do que para aquela com geotêxtil tecido (CARVALHO et al., 1986).

Por meio dos piezômetros, durante todo o processo de observações, constatou-se que o maciço permaneceu isento de pressões neutras positivas (VIDAL et al., 1990).

Outra estrutura de solo reforçado, que foi instrumentada, apresenta-se com 7,00m de altura e 4,8m de base. Esta obra foi construída como parte de uma solução de proteção de uma encosta do Clube Belvedere na cidade de Presidente Epitácio – SP (Figura 2.9), constituindo-se de um maciço de solo compactado reforçado com geotêxtil não tecido. Os parâmetros de resistência do material de construção do aterro, denominado aluvião de empréstimo, foram: $c' = 10$ kPa e $\phi' = 29^\circ$ (RIBEIRO et al., 1999).

Através de instrumentação instalada neste aterro acompanharam-se as deformações horizontais e verticais decorrentes da construção do maciço, expostas nos gráficos da Figura 2.12. Os instrumentos foram instalados em duas seções transversais, denominadas seções D e F (Figura 2.10), cada uma com duas camadas instrumentadas (1/3 e 2/3 da altura de solo reforçado, cotas 251,1m e 253,5m, respectivamente), mostradas na Figura 2.11.

Figura 2.9 – Seção típica do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere.
Fonte – RIBEIRO, T.S.M.T. et al. (1999)

Na Figura 2.12a e 2.12b pode-se observar que os deslocamentos horizontais próximos à face (seção F) foram maiores que os deslocamentos da seção D, para ambas as cotas instrumentadas. Na Figura 2.12c observa-se que os deslocamentos verticais ocorreram principalmente durante a construção do aterro reforçado e de um aterro sobrejacente a este, evoluindo de maneira uniforme, ocorrendo estabilização com a paralisação da construção e, permanecendo assim até mesmo durante o término de sua construção.

Figura 2.10 – Detalhe da seção transversal instrumentada do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere.
Fonte – RIBEIRO, T.S.M.T. et al. (1999)

Figura 2.11 – Seção típica da instrumentação do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere.

Fonte – RIBEIRO, T.S.M.T. et al. (1999)

Neste caso, a movimentação da estrutura foi pequena, sendo que o deslocamento horizontal máximo foi de 23mm e o deslocamento vertical máximo foi de 45mm, ou seja, 0,33% e 0,64% da altura total da estrutura, respectivamente.

(a)

(b)

(c)

Figura 2.12 – Resultados da instrumentação do aterro de solo reforçado para a proteção de encosta do clube Belvedere. (a) Deslocamentos horizontais na cota 251,1m. (b) Deslocamentos horizontais na cota 253,5m. (c) Deslocamentos verticais.

Fonte – RIBEIRO, T.S.M.T. et al. (1999)

A terceira estrutura instrumentada descrita neste trabalho, faz parte de um programa de recuperação de encostas na cidade de Petrópolis (RJ). Neste trabalho optou-se pela construção de muros de solo reforçado com geotêxtil, utilizando como material de reaterro o próprio solo do local, proveniente de escavações necessárias na obra, minimizando custos de transporte (EHRLICH, 1994; PINTO e OLIVEIRA, 1995). Na Tabela 2.8 encontram-se as distribuições granulométricas dos solos dos locais onde foram construídos os aterros. Ensaios triaxiais não saturados efetuados em amostras compactadas do solo do local 1 resultaram em coesão de 50kPa e ângulo de atrito de 33° .

Tabela 2.8 – Características dos solos de Petrópolis (RJ).

Local	Granulometria		
	% < 0,002mm	% < 0,02mm	% < 2mm
1	36	54	100
2	31	55	100

Fonte – EHRLICH, M. (1994)

Na Figura 2.13 mostra-se a seção transversal da estrutura definida neste projeto, com inclinação da face de 1H:8V, altura média de 4,0m e comprimento de 20,0m. O geotêxtil utilizado foi do tipo não tecido, espaçados de 0,30m. Envolvendo o aterro de solo reforçado, argiloso, foi prevista uma camada de material drenante, provendo a dissipação das pressões neutras (EHRLICH, 1994).

Figura 2.13 – Seção transversal típica das estruturas de solo reforçado de Petrópolis (RJ).
Fonte – EHRLICH, M. (1994)

Estas estruturas foram instrumentadas para que pudessem ser monitorados os deslocamentos verticais e horizontais (os instrumentos utilizados foram placas de recalque e barras de aço, respectivamente), também se instalaram piezômetros na parte construída com solo argiloso, para verificar a dissipação das pressões neutras.

Os movimentos horizontais, nos dois muros, atingiram valores muito pequenos (inferiores a 1,0cm), as placas de recalque também não assinalaram movimentos verticais significativos. Durante todo o período de leituras de pressões neutras, não foram registrados valores positivos, mesmo durante o período chuvoso (EHRlich, 1994).

No caso destas estruturas de Petrópolis, os autores realizaram uma retro-análise. A análise de estabilidade global (utilizando o Método das Cunhas) demonstrou que a massa de solo argiloso compactada poderia manter-se estável, sem a presença de reforços, apresentando um fator de segurança de 3,9. Tal situação se justifica pela condição não saturada deste solo, dando origem a pressões neutras negativas (conferindo maior resistência ao cisalhamento do solo). É este um dos fatores favoráveis ao emprego dos solos com frações granulométricas finas em projetos de estruturas de solo reforçado (EHRlich, 1994).

A seguir serão descritas algumas obras brasileiras de solo reforçado que, segundo seus projetistas, estão apresentando um bom desempenho, embora, não apresentem nenhum resultado de instrumentação.

Duas estruturas de solo reforçado construídas no estado de Minas Gerais se sobressaem; a primeira, por conter um aterro constituído por um solo extremamente argiloso, e a segunda por ser considerada a maior estrutura deste tipo construída no Brasil. As duas estruturas resultaram em obras bastante econômicas, pois apresentaram o uso de materiais próximos aos locais da sua execução e, no caso da segunda estrutura, por utilizar rejeitos de minérios de ferro.

A primeira destas estruturas foi construída ao longo da MG 030, composta por face vertical e altura de 9,2m (Figura 2.14). Um aspecto relevante desta obra foi o uso de solo proveniente de escavações locais para composição das camadas. Este material, de alteração de itabirito, é composto por 71,2% de partículas finas, sendo que os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados no projeto foram: $c' = 24,3\text{kPa}$ e $\phi' = 48,4^\circ$.

As inclusões consistiram de um geotêxtil tecido com gramatura de 250g/cm^2 e resistência à tração não confinada de 42kN/m . A proteção da face foi feita com solo-cimento e concreto jateado.

A drenagem foi realizada com a construção de um colchão drenante, com 20cm de espessura, localizado na base e atrás da estrutura.

Figura 2.14 – Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída na MG 030.

Fonte – GOMES, R.C. e MARTINS, C.C. (2002)

O segundo caso de estrutura de solo reforçado executado em Minas Gerais situa-se na Rodovia BR 381, que liga as cidades de São Paulo e Belo Horizonte. Esta obra é considerada como sendo o maior aterro desta natureza no país. Com 18,0m de altura total e 270,0m de extensão, esta solução foi adotada devido aos benefícios econômicos e, também, por ser impossível a execução de um aterro convencional, em função do pouco espaço disponível (GOMES e MARTINS, 2002).

Subdividiu-se a estrutura, ao longo de sua altura, em três aterros de 6,0m cada um, e inclinação da face de 1H:2V, com bermas entre eles de 3,0m de largura, como pode ser observado na Figura 2.15. Um aterro convencional de 10,0m de altura foi construído no topo da estrutura reforçada.

A face foi constituída por um sistema de rip-rap e solo cimento. O sistema de drenagem foi executado na base da estrutura e em forma de degraus ao longo de todo o contato entre a estrutura e o solo natural.

Figura 2.15 – Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída na BR 381.
Fonte – GOMES, R.C. e MARTINS, C.C. (2002)

Como material de reaterro desta estrutura utilizaram-se dois tipos de resíduos, provenientes de uma mina de minério de ferro localizada a uma distância de 1,5km, aproximadamente, do local da obra. O aterro inferior foi construído com resíduo de rocha estéril, para os outros dois aterros utilizou-se resíduo de minério de ferro, caracterizado por ser uma areia siltosa com pedregulho, sendo seus parâmetros de resistência ao cisalhamento: $c' = 19,6\text{kPa}$ e $\phi' = 38,9^\circ$. Dois tipos de reforço foram usados, para que se pudesse avaliar a deformabilidade da estrutura, um geotêxtil não tecido de poliéster com gramatura de 600g/m^2 e resistência à tração não confinada de $40,0\text{kN/m}$, e um geotêxtil tecido de polipropileno, com gramatura de 445g/cm^2 e $75,0\text{kN/m}$ de resistência à tração não confinada.

O aterro inferior foi construído com oito camadas de geotêxtil tecido. Os aterros, intermediário e superior, foram construídos com dezesseis camadas de geotêxtil não tecido igualmente espaçadas.

Outros casos de obra compostos por solos não convencionais, construídos em diferentes locais do Brasil, serão descritos na sequência deste capítulo.

Alguns casos históricos relatados por Azambuja et al. (2001), no estado do Rio Grande do Sul, mostram a utilização eficiente dos solos finos como alternativa de material de reaterro nas estruturas de solo reforçado. Um destes casos é o de um muro construído para contenção de uma tubovia (condução de águas oleosas de unidade

de tratamento de efluentes da refinaria Alberto Pasqualine), na cidade de Canoas. A estrutura consiste de um sistema de solo reforçado com geotêxtil não-tecido agulhado, com altura de 3,20m (Figura 2.16). O solo empregado para a construção do reaterro é laterítico, de alteração de argilito e, portanto muito argiloso, mas não expansivo (AZAMBUJA et al., 2001).

Um dos casos de deslizamento de encosta em Campos do Jordão, no ano de 2000, teve como solução a construção de uma estrutura de solo reforçado, com geogrelha, cuja resistência à tração não confinada era de 30 e 55kN/m (transversal e longitudinal, respectivamente). A encosta possui aproximadamente 23,0m de altura, sendo que o trecho em solo reforçado, construído no pé do talude, é de 10,5m, como mostra a Figura 2.17.

A área do deslizamento caracterizou-se por ter um solo com aproximadamente 35% de argila, 15% de areia e 50% de silte, sendo que o solo utilizado para o reaterro possuía um ângulo de atrito de 60° . As camadas foram distribuídas com espaçamento de 0,70m e a profundidade das mantas foi de 8,0m. Toda obra resultou em uma estrutura de 70,0m de comprimento (SILVA e DINIZ, 2001, 2004).

Observa-se que o ângulo de atrito encontrado para este solo é bastante alto, os valores deste parâmetro encontrados na literatura atingem raramente esta magnitude.

Figura 2.16 – Muro de contenção para tubovia – Canoas (RS).
Fonte – AZAMBUJA, E. (2001)

Figura 2.17 – Seção transversal da estrutura de solo reforçado construída em Campos do Jordão (SP).
Fonte – SILVA, A.G. e DINIZ, H.N. (2004)

Outro caso histórico, em que se utilizou solo não convencional, foi o da estrutura construída para recomposição de um aterro rodoviário rompido, localizado no litoral norte do estado do Rio de Janeiro. A altura desta obra resultou em 5,5m, sendo o comprimento das inclusões de 3,5m e o espaçamento entre elas de 0,40m, a inclinação do paramento é de 4:1 (V:H), como mostra a Figura 2.18 (BRUGGER e MONTEZ, 2003).

O reaterro desta estrutura foi composto por solo proveniente de escavações do local da ruptura e de jazidas próximas, sendo que grande parte do material caracterizou-se como um silte argiloso, com 20 a 50% de material fino, os parâmetros de resistência adotados para o projeto foram: $c = 5\text{kPa}$ e $\phi = 26^\circ$.

O reforço utilizado na obra é uma geogrelha flexível com resistência à tração nominal de 35kN/m , as inclusões foram ancoradas na face da estrutura, que foi construída com blocos intertravados preenchidos com brita 1.

Figura 2.18 – Seção transversal típica do aterro de solo reforçado localizado no litoral norte do Rio de Janeiro.

Fonte – BRUGGER, P.J. e MONTEZ, F.T. (2003)

Abramento (2004) relatou a construção de quatro estruturas de solo reforçado, as quais foram selecionadas por empregarem reaterro de solo argiloso, estas estruturas serão descritas a seguir (informação verbal)*.

O primeiro caso é relativo a um muro de contenção residencial, que é mostrado na Figura 2.19. Esta estrutura é composta por um solo argilo-arenoso com parâmetros de resistência estimados de $c = 5\text{kPa}$ e $\phi = 25^\circ$, e por reforços de geotêxtil do tipo não tecido com resistência à tração não confinada de 21kN/m . O maciço reforçado possui largura de $3,0\text{m}$ e altura resultante de $4,0\text{m}$, sendo que os geotêxteis foram espaçados de $0,40\text{m}$. A face da estrutura é vertical, composta por blocos de concreto e engastada no aterro por meio de vigas. A drenagem é realizada por meio de rocamboles de areia e geotêxtil, além disso, o espaço entre a face e o aterro foi preenchido com cinasita.

O segundo caso é um muro de contenção executado em um conjunto habitacional (Figura 2.20), composto por um solo argiloso com parâmetros de resistência de $c = 8\text{kPa}$ e $\phi = 26^\circ$ e reforçado com geotêxtil não tecido, o qual apresentou resistência à tração não confinada de 21 e 31kN/m . A largura de aterro reforçado é de $3,0$ a $7,0\text{m}$, sendo que sua altura varia entre $4,0$ e $9,0\text{m}$, ao longo da altura os reforços foram espaçados de $0,30$ e $0,50\text{m}$ como mostra a Figura 2.20. A face desta estrutura é

* Informação fornecida por Maurício Abramento na EESC-USP, em outubro de 2004.

vertical e foi construída com blocos de concreto. A drenagem da água é promovida por um dreno de areia circundante ao maciço.

Figura 2.19 – Muro de contenção residencial.

Figura 2.20 – Muro de contenção em conjunto habitacional.

O terceiro caso relatado por Abramento (2004) é o de uma estrutura de solo reforçado que foi projetada com a finalidade de recuperar um talude rompido, localizado na Rodovia Régis Bittencourt (Figura 2.21). A estrutura é composta por um aterro de solo argiloso, o qual apresenta coesão de 5kPa e ângulo de atrito de 25°, e por reforços de geotêxtil não tecido, que apresentaram resistência à tração não confinada de 21kN/m. A face desta obra tem inclinação de 50° e está protegida com vegetação. Ao longo de sua altura, de 15,0m, foram instalados os reforços com espaçamento de 0,50m, a largura da estrutura reforçada é de 8,0m.

Figura 2.21 – Recuperação de talude rodoviário (Rodovia Régis Bittencourt).

O último caso é o de um muro construído em uma área industrial (Figura 2.22), o qual possui larga extensão. Esta estrutura é composta por solo argiloso, com coesão estimada de 5kPa e ângulo de atrito de 25° e, por reforços de geotêxtil não tecido, com resistência à tração não confinada de 21 a 31kN/m. Os reforços foram dispostos com espaçamento variando entre 0,30 e 0,50m, ao longo de uma altura que variou entre 4,0 e 6,0m. A face desta obra é vertical e foi construída com blocos de concreto.

Figura 2.22 – Contenção em área industrial.

Estas obras, relatadas por Abramento (2004), mostram a frequência com que os solos não convencionais estão sendo utilizados no Brasil, mesmo tendo elas, na maioria das vezes, uma pequena altura. Apesar de não estarem instrumentadas, se observa um bom desempenho durante o tempo de vida útil já decorrido.

2.4.2. Características Gerais dos Solos Tropicais Brasileiros

Uma grande parte do território brasileiro está localizada na zona equatorial, com clima predominante úmido e quente. A parte central situa-se na zona tropical, com contraste de estações quentes e úmidas ou moderadamente frias e secas. Abaixo do Trópico de Capricórnio, têm-se estações úmidas, com invernos frios e verões quentes.

Em função desta diversidade climática existente, o país exibe uma grande variedade de solos (residuais e transportados) que podem ser classificados quanto à origem, formação e evolução.

O Mapa Geomorfológico do Brasil, Figura 2.23, permite distinguir seis divisões principais e formações de solos. A primeira delas corresponde às formações cobertas pela Floresta Amazônica; a segunda inclui planaltos sedimentares cobertos por vegetação de savana, estendendo-se do centro ao oeste do país; a terceira é a região semi-árida do nordeste brasileiro; a quarta divisão está localizada ao longo da costa do Oceano Atlântico; a quinta é a região centro-sul do país, com formações sedimentares e derrames basálticos. A última divisão corresponde à região sul, com predominância de planaltos basálticos (AB' SABER, 1960 *apud* VARGAS, 1985).

Vargas (1985), com o intuito de entender melhor a origem e evolução das camadas de solo tropical, tomou como base o mapa supracitado e examinou resultados obtidos de medições diretas oriundas das várias regiões que o compõe. Com base nesta avaliação o autor definiu as composições de perfis tropicais característicos, que podem ser divididos em, pelo menos cinco zonas, como se segue.

Figura 2.23 – Mapa Geomorfológico do Brasil.
Fonte – AB' SABER, A. (1964) *apud* VARGAS, M. (1985)

Zona I: é o horizonte superficial que pode ser composto alternativamente por: a) solo residual maduro, podendo ser uma argila laterítica vermelha, amarela ou marrom, uma argila arenosa ou, às vezes, um silte micáceo; b) uma areia ou argila laterítica porosa, marrom ou vermelha; c) uma camada superficial contendo nódulos lateríticos ou pedregulho laterítico.

Zona II: é uma zona intermediária de argila rija a muito rija, variegada, mostrando ocasionalmente estrutura reliquiar e, às vezes, com características expansivas. Ao longo do contato entre esta camada e outra superior, camadas e concreções limoníticas, ou nódulos lateríticos, são freqüentemente encontrados. Existem casos em que a ocorrência de fusão da camada intermediária é evidenciada, em função da precipitação de material coloidal de camadas porosas superiores, devido o processo de lixiviação.

Zona III: é a chamada camada saprolítica – que pode ser constituída por uma areia residual com pedregulho, um solo arenoso ou argiloso, mostrando a estrutura reliquiar da rocha matriz. Na parte inferior desta camada rochas ou camadas de rochas decompostas são freqüentemente encontradas. O solo desta zona é, geralmente, chamado de solo residual jovem, pois não sofreu nenhuma evolução pedológica.

As últimas duas zonas exibem a rocha intemperizada, com pedras ou blocos de rocha misturados com camadas ou fendas preenchidas com solos argilosos ou arenosos.

Para esclarecer melhor a composição destes perfis serão mostrados a seguir alguns perfis oriundos de algumas das regiões descritas no Mapa Geomorfológico mostrado na Figura 2.23.

Um perfil característico da região centro-sul do Brasil (Divisão 5) está mostrado na Figura 2.24, que dá origem a um solo laterítico formado no horizonte superficial. A estrutura extremamente porosa é desenvolvida nestes solos por uma ação combinada de lixiviação durante as estações chuvosas e solidificação durante o inverno seco (VARGAS, 1985). Observa-se que neste perfil o solo está caracterizado por ter grande quantidade de finos (mais que 60%), mesmo a profundidades maiores que 10,0m.

Figura 2.24 – Argila porosa vermelha, São Paulo (SP) – Zonas I e II.
Fonte – VARGAS, M. (1985)

Outros perfis desta região são os da Figura 2.25, oriundo da cidade de Campinas, e da Figura 2.26, de Bauru. O primeiro perfil é de um solo saprolítico poroso de siltito, observa-se que para a maior parte das profundidades analisadas, a quantidade de material fino corresponde a aproximadamente 50%. Já no segundo perfil, em que o solo é caracterizado como um solo saprolítico poroso de arenito, ocorrem menores porcentagens de finos, mas tem-se que a areia existente neste local, principalmente em profundidades menores, é caracterizada por ser fina, possuindo aproximadamente 25% de silte e argila, resultando em um solo com considerável porcentagem de finos.

Figura 2.25 – Solo saprolítico de siltito poroso (podzólico), Campinas (SP).
Fonte – VARGAS, M. (1985)

Figura 2.26 – Solo saprolítico de arenito poroso (latossolo), Bauru (SP).
Fonte – VARGAS, M. (1985)

O perfil da Figura 2.27 é originário da cidade de Londrina (PR) – Divisão 6 – e caracteriza-se por ser um solo saprolítico poroso de basalto, observa-se que mesmo para profundidades maiores que 10m a porcentagem de finos mantém-se em torno de 50%.

Figura 2.27 – Solo saprolítico de basalto poroso (terra roxa), Londrina (PR) – Zona I, II e III.
Fonte – VARGAS, M. (1985)

Estes solos tropicais apresentam algumas peculiaridades pedogenéticas quando comparados aos solos de regiões de clima temperado, por isso devem ser tratados diferentemente do que preconizam os procedimentos de classificação, baseados em ensaios de granulometria e características plásticas.

Destaca-se, neste aspecto, a Classificação MCT, desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), que parece ser mais abrangente por levar em conta aspectos como peculiaridades mineralógicas e estruturais dos solos tropicais. Segundo esta metodologia duas grandes classes podem ser identificadas, os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

A classificação MCT foi criada tendo em vista os principais tipos genéticos de solos tropicais do estado de São Paulo, nos quais predominam solos finos que passam integralmente na peneira 2,0mm e integram o horizonte I (SIGNER, 1994).

Os solos lateríticos constituem a camada mais superficial das áreas bem drenadas, caracterizada pelas cores vermelho e amarelo, atingindo com frequência mais de 2,0m de espessura.

Com respeito à mineralogia deste tipo de solo, na fração areia e pedregulho, o quartzo é o mineral encontrado com maior frequência, imprimindo ao

solo propriedades e comportamentos decorrentes de suas peculiaridades, como a elevada resistência mecânica e estabilidade química.

A fração argila é constituída essencialmente de partículas de argilo-mineral caolinita, pouco expansivas, recobertas e aglutinadas por hidróxidos e óxidos de ferro e de alumínio em agregados com dimensões desde microscópicas até torrões centimétricos. A resistência a seco deste material agregado é muito alta, principalmente devido à ação dos cimentos (COZZOLINO e NOGAMI, 1993).

Os solos saprolíticos constituem, em condições naturais, as camadas subjacentes as lateríticas, com espessuras que atingem dezenas de metros. Sua aparência macroscópica é, em geral, caracterizada pela presença de camadas, manchas, xistosidades, vazios, que em grande parte foram herdadas da rocha matriz. Sua constituição mineralógica é observada pela presença freqüente de grande número de minerais.

Estes solos possuem elevada porcentagem da fração silte, mas que se apresentam diferentemente dos siltes típicos dos solos das regiões de clima temperado (constituídos de partículas inertes), eles contêm macrocristais de caulinita e mica, apresentando plasticidade mesmo sem possuir partículas de argila.

A fração argila dos solos saprolíticos caracteriza-se pela possibilidade de ocorrência de argilo-minerais mais ativos, tais como os das famílias da esmectita e da illita. Além disso, os argilo-minerais não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, como no caso dos solos lateríticos (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Como dito anteriormente, as peculiaridades dos solos tropicais influenciam na efetividade das classificações geotécnicas tradicionais (Unificada – USCS e HRB – AASHO). A agregação de finos no caso dos solos lateríticos é suficientemente forte, de maneira que pode ser observada a sua influência nos resultados dos ensaios utilizados nestas classificações. Dessa forma, granulometria e limites de Atterberg variam com o grau de destruição dos torrões.

Para entender este fato, toma-se como base o trabalho de Godoy et al. (1994), em que foram propostos procedimentos de caracterização geotécnica de perfis em solos de granitos e gnaisses, descritos na Figura 2.28. Estes procedimentos demonstraram, na Figura 2.29, que existem diferenças na distribuição granulométrica de amostras com e sem a adição de defloculante.

Profundidade da Camada (m)			Horizonte (1)	Macrofábrica (2)	Minerais (3)					
					Q	F	M	K	G.	G.
Perfil 1	10	1	Podzólico	Homogêneo Agregado	X	X	X	X	X	X
		2	Vermelho-Amarelo com cascalho		X	X	X	X	X	X
		3								
	11	4		Manchado Isotrópico Contínuo	X	X	X	X		
	12	5			X	X	X	X		
	13	6	Solo Saprolítico de Granito (Batólito de Itú)		X	X	X	X		
	14	7			X	X	X	X		
	15	8			X	X	X	X		
Perfil 2	20	1	Latossolo	Homogêneo Agregado						
		2	Vermelho-Amarelo com cascalho		X		X	X	X	X
		3								
	21	4								
		5			X		X	X	X	X
	22	6		Manchado Listrado Contínuo	X		X	X	X	X
		7	Solo Saprolítico de Gnaiss (Complexo Amparo)		X		X	X	X	X
	23	8			X		X	X	X	X
	24	9			X		X	X	X	X
Perfil 3	30	2	Latossolo Vermelho-Escuro	Homogêneo Agregado	X		X	X	X	X
		4								
		6			X		X	X	X	X
	31	8		Manchado Listrado Contínuo	X		X	X	X	X
	32	10	Solo Saprolítico de Gnaiss (Complexo Amparo)		X		X	X	X	X
	33	12			X		X	X	X	X
	34	14			X		X	X	X	X
Perfil 4	40	1	Podzólico	Homogêneo Agregado	X		X	X	X	X
		2	Vermelho-Amarelo							
		3								
	41	4		Manchado Isotrópico Contínuo	X		X	X	X	
	42	5			X		X	X	X	
	43	6	Solo Saprolítico de Granito (Batólito Itaqui)		X		X	X	X	
	44	7			X		X	X	X	X
Perfil 5	50	2	Podzólico	Homogêneo Agregado	X	X	X	X	X	X
		4	Vermelho-Amarelo							
		6								
	51	8		Manchado Xistoso Contínuo	X	X	X	X		
	52	10	Solo Saprolítico de Gnaiss (Complexo Amparo)		X	X	X	X		
	53	12			X	X	X	X		
	54	14			X	X	X	X		
					X	X	X	X		
					X	X	X	X		
					X	X	X	X		

Q = Quartzo
F = Feldspatos
M = Micas
K = Caulinitas
G. = Geothita
G. = Gibsita

(1) Designação do horizonte superficial segundo Comissão de Solos, Centro Nacional de Pesquisas Agronômicas, 1960.

(2) Designação da macrofábrica segundo DER-M 106-71 que obedece a terminologia proposta por Nogami (1970)

Figura 2.28 – Localização e mineralogia das amostras estudadas por Godoy et al. (1994).

Figura 2.29 – Influência da deflocação na granulometria.

Fonte – GODOY, H. et al. (1994)

Nos casos em que houve a adição de defloculante ocorreu uma redução significativa das parcelas de areia e um conseqüente aumento das parcelas de argila e silte.

Um amplo estudo do comportamento dos solos lateríticos e saprolíticos compactados permitiu que Maiolino (1985) e Cruz e Maiolino (1983, 1985), com base na análise de mais de mil ensaios triaxiais procedidos nestes solos em conjunto a projetos de barragens, os enquadrassem em quatro grupos, descritos na Tabela 2.9 (CRUZ, 1996).

Tabela 2.9 – Grupos de solos lateríticos e saprolíticos.

Grupo	Descrição do Solo
I	Solos lateríticos argilosos, também denominados solos residuais maduros e/ou colúvios. Correspondem à primeira camada do perfil de intemperismo, são porosos, homogêneos, possuem baixa densidade natural, baixo grau de saturação e umidade natural próxima da ótima do ensaio de Proctor. São solos que podem ter sido muito ou pouco transportados. Sua trabalhabilidade pode ser considerada boa, para umidades até $0,20w_{ot}$ acima de w_{ot} . São formados essencialmente por processo de intemperismo de rochas ígneas intrusivas ou extrusivas e rochas metamórficas. São solos geralmente estruturados e com alguns agentes cimentantes devido à presença de óxidos de ferro e alumínio.
II	Solos saprolíticos que sofreram pouca ou nenhuma ação do processo de laterização. Correspondem a segunda camada do perfil de intemperismo. São compactos, frequentemente heterogêneos, mais siltosos em algumas formações e, possuem alta umidade natural. São solos que guardam a estrutura reliquiar da rocha de origem. Sua trabalhabilidade é boa, mesmo com altos teores de umidade.
III	Solos lateríticos arenosos, às vezes identificados como colúvios, são solos mais transportados que os do grupo I, sendo comum encontrá-los misturados a outros solos. Este é o caso dos solos originados do intemperismo de arenitos, mas que contêm uma fração argilosa proveniente de basalto quando ocorrido na área. Na sua condição original são porosos, com baixa densidade e possuem umidades próximas a ótima. Sua trabalhabilidade é boa para níveis de umidade próximos ao limite de plasticidade, se do lado seco. São formados por materiais originários de rochas sedimentares (arenitos ou areias senozóicas). A componente cimentícia é fraca e muitas vezes ausente.
IV	Solos transportados, em algumas áreas identificados como solos coluvionares, originários de sedimentos. Podem ocorrer naturalmente com altas densidades. Dependendo de sua origem podem ser mais argilosos, siltosos ou arenosos. Ocorrem in situ com teores de umidade variáveis e diferentes graus de saturação. Sua trabalhabilidade depende grandemente de suas condições naturais de umidade e densidade. Tem sido empregado em larga escala, com alta produtividade. O nível de cimentação depende do nível de laterização.

Fonte – CRUZ, P.T. (1996)

Como forma de ilustrar o comportamento de solos finos do centro sul do Brasil, que apresentam parâmetros elevados de resistência ao cisalhamento, toma-se a Tabela 2.10, elaborada por Cruz de 1967 a 1979, em que são reunidos valores de coesão e ângulo de atrito, característicos de solos lateríticos compactados (CRUZ, 1986).

Tabela 2.10 – Solos residuais de basalto e diabásio.

Amostra/ Procedência	Classificação	Granulometria		Parâmetros de Resistência – Tensões Efetivas	
		Areia (%)	Argila (%)	c (kPa)	ϕ (°)
Xavantes G (SP)	Argila arenosa	35	27	18	28
Xavantes B ₀ (SP)	Argila arenosa	53	24	28	30
Xavantes A ₁ (SP)	Argila arenosa	36	31	35	29
Barra Bonita (SP)	Argila arenosa	32	27	30	29
Canoas (SP)	Argila arenosa	30	36	22	26
Bariri (SP)	Argila arenosa	33	26	18	32
São Carlos (SP)	Argila arenosa	-	40	35	29
Capivara G-1 (SP)	Argila arenosa	40	23	10	25,5
Água Vermelha ME (SP-MG)	Argila arenosa	31	36	30	23,5
Xavantes B ₁ (SP)	Argila siltosa	20	55	21	27,5
Capivara I-3 (SP)	Argila arenosa	34	30	10	27
Xavantes A-2 (SP)	Argila silto arenosa	22	40	28	27
Itaúba área A (RS)	Argila siltosa	14	62	55	24
Cerrito Am 2 (SC)	Argila silto arenosa	30	48	26	31,4
Paço Real (Verm.) (RS)	Argila siltosa	38	23	20	26
Itaúba área B (RS)	Argila siltosa	15	58	65	24
Salto Santiago (PR)	Argila silto arenosa	30	47	42	29
Paço Real (Rosa) (RS)	Argila siltosa	32	22	10	28
Segredo área D (PR)	Argila siltosa	15	68	65	25,5
Paço Real (Cinza) (RS)	Argila silto arenosa	65	10	15	30
Salto Osório (PR)	Argila c/ areia fina	19	65	70	28
Segredo C (PR)	Argila silto arenosa	30	55	44	28
Segredo A (PR)	Argila siltosa	20	62	40	28
Salto Santiago 5 (PR)	Argila siltosa	10	60	40	31
Cerrito Am 284 (SC)	Argila siltosa	10	48	24	24,1

Fonte – CRUZ, P.T. (1969) *apud* CRUZ, P.T. (1986)

2.5. Características de Resistência ao Cisalhamento dos Solos não Convencionais

A estabilidade das estruturas de solo reforçado utilizando solos não convencionais, analisada ao final da construção, pode ser avaliada em termos de tensões totais (assumindo que a condição não drenada aplica-se neste caso). A análise em

termos de tensões efetivas requer uma estimativa coerente da distribuição das pressões neutras no interior do maciço.

A análise da estabilidade em longo prazo é feita em termos de tensões efetivas. Assim, para cada caso, devem ser avaliadas as condições de desenvolvimento e dissipação das pressões neutras, além das condições de drenagem da estrutura (LAMBE e WHITMAN, 1979).

A Tabela 2.11 mostra as situações em que a estrutura pode se encontrar e, a escolha do método de análise da estabilidade.

Tabela 2.11 – Escolha do método de análise de estabilidade em termos de tensões efetivas ou tensões totais.

Situação	Método indicado	Comentários
1. Final da construção, solo saturado. Período curto de construção se comparado ao tempo de adensamento.	Análise com $\sigma = 0$ e $c = s_u^*$	c^{**} e σ^{**} permitem análise durante a construção usando as pressões neutras atuantes.
2. Estabilidade a longo prazo.	Análise com pressões neutras dadas pelas condições de equilíbrio da água no solo.	-
3. Final da construção, solo parcialmente saturado. Período curto de construção se comparado ao tempo de adensamento.	c_u e σ_u de ensaios UU, ou c^{**} e σ^{**} com estimativa das pressões neutras.	c^{**} e σ^{**} permitem análise durante a construção usando as pressões neutras atuantes.
4. Estabilidade em tempo intermediário.	Análise com c^{**} e σ^{**} e estimativa das pressões neutras.	As pressões neutras atuantes podem ser checadas em campo.

* Resistência ao cisalhamento não drenada.

** Parâmetros baseados nas tensões efetivas.

Fonte – LAMBE, T. e WHITMAN, R. (1979)

2.6. Pressões Neutras no Interior do Maciço de Solo Reforçado

Nos projetos de estruturas de solo reforçado com reaterro composto por material de granulometria fina, há necessidade de se prever as pressões neutras. Três

situações básicas podem gerar pressões neutras positivas no interior do maciço (CHRISTOPHER et al., 1998), Figura 2.30.

Figura 2.30 – Diferentes condições de interesse em aterros de solo reforçado usando solos com baixa permeabilidade.

Fonte – CHRISTOPHER, B.R. et al. (1998)

1. Pressões neutras positivas causadas pelo peso próprio das camadas do aterro durante o processo construtivo;
2. Frente de umidade avançando para o interior do aterro reforçado. Este é o caso de camadas de solo que são lançadas relativamente secas e, que praticamente não desenvolvem pressões neutras durante o período construtivo. No entanto, a geração de pressões neutras positivas pode ocorrer pela infiltração de água para o interior do maciço;
3. Zonas de fluxo estabelecidas no interior do maciço de solo que dão origem a forças de percolação, estas podem carrear partículas constituintes do maciço (CHRISTOPHER et al., 1998).

A distribuição de pressão neutra em maciços de solo é de difícil de previsão. Uma estimativa conservadora pode ser feita assumindo que o material do aterro esteja em condição totalmente saturada ou seca. No primeiro caso, esta aproximação permite o uso de métodos teóricos para estimar as características de transmissividade das inclusões (geossintéticos) e a dissipação da pressão neutra depois da etapa construtiva (ZORNBERG e MITCHELL, 1994).

A Figura 2.31 mostra uma possível distribuição das pressões neutras em dois períodos (t_1 e t_2) após a construção de um aterro reforçado, ao longo de um trecho da superfície de cisalhamento, (u_s) e ao longo das inclusões de reforço, (u_r).

Figura 2.31 – Efeito da dissipação do excesso de pressão neutra na estabilidade de estruturas de solo reforçado.

Fonte – ZORNBERG, J.G. e MITCHELL, J.K. (1994).

A drenagem da água, resultando na dissipação do excesso de pressões neutras ao longo da inclusão depende totalmente da transmissividade do reforço. No entanto, a dissipação do excesso de pressões neutras no trecho da superfície de ruptura depende apenas parcialmente da transmissividade do reforço.

A dissipação do excesso de pressão neutra, u_s , causa um incremento na tensão efetiva ao longo da superfície potencial de ruptura e resulta em maior resistência ao cisalhamento do solo e, conseqüentemente, em maior fator de segurança do maciço com o tempo. A dissipação do excesso de pressão neutra, u_r , aumenta a tensão efetiva ao longo do comprimento de ancoragem do geotêxtil, aumentando a resistência ao arrancamento. Além disso, o aumento da tensão efetiva ao longo do geotêxtil resulta em uma melhoria das propriedades mecânicas da estrutura como um todo, particularmente para o caso dos geotêxteis não tecidos (ZORNBERG e MITCHELL, 1994).

2.6.1. Métodos para Determinação de Pressões Neutras

A previsão das pressões neutras em um maciço de solo pode ser realizada a partir de resultados de ensaios triaxiais. Os acréscimos das três tensões principais, $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$, produzem num elemento de solo, em condição não drenada, uma variação de volume e um conseqüente acréscimo de pressões neutras, Δu . Nos ensaios triaxiais convencionais os acréscimos, $\Delta\sigma_2$ e $\Delta\sigma_3$ são iguais, e Skempton (1954) demonstrou que Δu é dado pela expressão (MINEIRO, 1978):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad 2.4$$

Os parâmetros A e B são denominados parâmetros de pressão neutra. Os solos saturados ensaiados mostram que, geralmente, $B \approx 1$, portanto a expressão 2.4 reduz a:

$$\Delta u = [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad 2.5$$

O valor do parâmetro A depende das condições de adensamento do solo (normalmente adensado ou pré-adensado), ou seja, do seu OCR e do nível de tensões aplicado à amostra. Na Figura 2.32 esquematiza-se a variação do valor de A na ruptura (A_f) com diferentes condições de adensamento do solo.

Valores típicos de A para argila remoldada são apresentados na Tabela 2.12. Os valores de A são dados em função do grau de adensamento e da relação entre a tensão desviatória $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, no momento da medição de A, e a tensão desviatória de ruptura ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$)_f.

Figura 2.32 – Variação do valor de A com o nível de sobre adensamento dos solos.

Tabela 2.12 – Valores de A em função da razão de pré-adensamento e da tensão desviatória.

Tipo de adensamento	$\frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2}{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)_f}$		
	1/3	1/2	1
Normalmente adensada. OCR = 1	0,75	0,87	0,92
Pré-adensada OCR = 4	0,27	0,18	0,03
Pré-adensada OCR = 8	0,18	0,08	0,25

Fonte – MINEIRO, A. J. C. (1978)

Para a determinação do parâmetro A devem-se registrar as pressões neutras (Δu) despertadas durante o cisalhamento do solo. Este parâmetro varia com as condições de tensão e deformação, a anisotropia e perturbação da amostra. A seguir são listados alguns valores do parâmetro A para determinados tipos de solo, Tabela 2.13 (BUENO e VILAR, 1985).

Tabela 2.13 – Valores de A na ruptura para alguns solos.

Tipo de solo	A_r^*
Argilas altamente sensíveis	0,75 a 1,5
Argilas normalmente adensadas	0,50 a 1,00
Argilas arenosas compactadas	0,25 a 0,75
Argilas levemente sobreadensadas	0 a 0,25
Argilas com pedregulhos compactados	-0,25 a 0,25
Argilas fortemente sobreadensada	-0,50 a 0

* Parâmetro A no momento da rupturaFonte – SKEMPTON, A.W. (1954) *apud* BUENO, B.S. e VILAR, O.M. (1985)

Quando a finalidade do ensaio triaxial for a de prever os valores de pressão neutra é importante reproduzir o histórico de carregamentos, aplicando-se no corpo de prova os incrementos de tensão previstos *in situ*. Os resultados podem ser expressos em termos de $\bar{B}$, que relaciona o acréscimo de pressões neutras, Δu , com o acréscimo da tensão principal maior, $\Delta \sigma_1$, para uma dada relação entre as duas tensões principais (maior e menor), $K = \sigma'_3 / \sigma'_1$ (MINEIRO, 1978). Neste caso tem-se:

$$\bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} \quad 2.6$$

A influência de K no valor de $\bar{B}$ pode ser visualizada na Figura 2.33, que mostra resultados de ensaios triaxiais sobre amostra de solo de aterro compactado, não saturado. Os ensaios foram conduzidos aplicando-se incrementos de σ_1 e σ_3 , de forma a obter uma apropriada relação de K entre σ'_1 e σ'_3 . Assim, obtiveram-se curvas para $K=1$, $K=K_0$, $K=K_{1,5}$ (relação entre tensões efetivas com coeficiente de segurança de 1,5) e $K=K_f$ (relação na ruptura) (MINEIRO, 1978).

Figura 2.33 – Influência de K no valor de $\bar{B}$.
 Fonte – MINEIRO, A. J. C. (1978)

O parâmetro $\bar{B}$ somente resulta numa variação de pressão neutra, Δu , quando se tem variação de tensões em condições não drenadas. A pressão neutra u depende também do seu valor inicial, u_0 , que deve ser obtido antes da aplicação dos incrementos de tensão total, sendo que u é dado pela expressão:

$$u = u_0 + \Delta u \quad 2.7$$

$$u = u_0 + \bar{B} \cdot \Delta \sigma_1 \quad 2.8$$

Em solos naturais o valor de u_0 é determinado a partir das condições iniciais dos níveis de água no solo, sendo positivo abaixo do nível de água e negativo acima. Em aterros compactados o valor de u_0 é usualmente negativo atingindo valores muito elevados em solos argilosos compactados na umidade ótima ou inferior a esta (MINEIRO, 1978).

2.6.2. Uso de Inclusões Permeáveis e Estabilidade das Estruturas de Solo Reforçado

Casos históricos, relatados na literatura, têm mostrado a eficiência do uso de geossintéticos não tecido como reforço de estruturas construídas com solos não convencionais. Exemplos clássicos são duas estruturas de solo reforçado executadas no Japão (TATSUOKA et al., 1990). Estas estruturas foram construídas em caráter experimental para a verificação do comportamento deste tipo de inclusão em aterros de material argiloso. O uso de geotêxteis não tecido funcionou muito bem como elemento drenante durante o período construtivo e também sob chuva pesada, mantendo elevada a sucção (pressão neutra negativa) nas camadas de solo entre as inclusões. Em poucas zonas as pressões neutras se tornaram positivas durante a chuva.

Um outro caso histórico de interesse é o de uma estrutura construída experimentalmente na França (PERRIER et al., 1986 *apud* CHRISTOPHER et al., 1998). A estrutura possuía 5,6 m de altura e consistia de seções reforçadas com geotêxtil tecido e uma seção reforçada com geocomposto de geotêxtil não tecido e geogrelha. A Figura 2.34 mostra as pressões neutras positivas e negativas geradas no aterro em função do tempo. Ao longo do geotêxtil tecido (3,5 m da face do muro) pressões neutras positivas da ordem de 20 kPa foram registradas no final da construção, e a dissipação destas foi atingida no final de 350 dias. Ao longo do composto de geotêxtil pressões neutras negativas foram observadas acima de todo o comprimento do reforço, mesmo no final da construção. As pressões neutras no geocomposto foram sistematicamente menores que as registradas ao longo do geotêxtil não tecido.

Duas estruturas de solo reforçado (aterro de argila) foram construídas por Tatsuoka e Yamauchi (1986), com intuito de verificar a eficiência de inclusões de geotêxteis não tecidos na estabilidade e deformação destas obras. O acompanhamento do aterro I durou três anos e do aterro II, um ano e meio. As observações feitas permitiram concluir que a estabilidade das obras foi reduzida durante o período em que foram inundadas com chuva artificial, mas verificou-se que o geotêxtil não tecido melhorou efetivamente o comportamento dos aterros reforçados. A Figura 2.35 mostra a variação dos deslocamentos, das pressões neutras e da chuva com o tempo para a

estrutura II (entre Abril de 1984 e Outubro de 1985), medidas nos pontos indicados na Figura 2.36.

Figura 2.34 – Pressões neutras (u) no muro reforçado, ao longo do geotêxtil tecido e do geocomposto.
Fonte – PERRIER, H. et al. (1986) *apud* CHRISTOPHER, B.R. et al. (1998)

O parâmetro API (índice de precipitação anterior) representado na Figura 2.35 refere-se à condição de umidade do aterro. Quando este parâmetro é menor do que 50mm, pressões neutras negativas, de aproximadamente $-1,0$ m.c.a foram medidas. Durante o primeiro ano, foram registrados os deslocamentos horizontais, que ocorriam em taxas relativamente altas quando as pressões neutras tornavam-se positivas (U_2 e U_8). Portanto, verificou-se que a existência de pressões neutras negativas (sucção) no interior do aterro auxilia nas condições de estabilidade do aterro. Estas pressões, idealmente, deveriam ser mantidas negativas no campo.

A Figura 2.37 mostra a relação entre o fator de segurança e a pressão neutra (negativa) para o lado direito do aterro II. Pode-se notar um aumento do fator de

segurança de 1,41 para 13,06 quando a pressão neutra varia de zero até $-0,9$ m.c.a. (TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986).

Figura 2. 35 – Medidas realizadas no aterro II em função do tempo (em meses). (a) Deslocamentos verticais da seção 1. (b) Distribuição das pressões neutras na seção 1. (c) Deslocamentos verticais da seção 2. (d) Distribuição das pressões neutras na seção 2. (e) Distribuição da chuva ao longo do período. (f) Distribuição do índice de precipitação anterior no período.

Fonte – TATSUOKA, F. e YAMAUCHI, H. (1986)

Figura 2.36 – Comportamento do aterro II – pontos de medidas de deslocamento e pressões neutras.
Fonte – TATSUOKA, F. e YAMAUCHI, H. (1986)

Figura 2.37 – Efeito da pressão neutra negativa no fator de segurança para o aterro II.
Fonte – TATSUOKA, F. e YAMAUCHI, H. (1986)

Em um estudo realizado por Tan et al. (2001) foram conduzidos ensaios de comportamento de drenagem em grande escala, que mediram a dissipação das pressões neutras em um solo residual com baixa capacidade de drenagem (considerado um solo não convencional originário de Singapura), o qual foi reforçado com um composto de geotêxteis e com uma geogrelha. Segundo estas duas configurações foi avaliada a capacidade de drenagem dos dois tipos de inclusões. Para tanto, aplicou-se uma tensão nos maciços de 50kPa e, por meio da instalação de transdutores de pressão neutra no interior dos maciços, foi possível verificar a dissipação desta pressão.

Os resultados da instrumentação mostraram que a dissipação das pressões neutras foi muito lenta para o solo reforçado com a geogrelha, quando

comparados com ensaios realizados em solo reforçado com composto de geotêxteis. Observou-se que os geotêxteis funcionaram como um dreno horizontal.

2.7. Diretrizes para Projetos de Estruturas de Solo Reforçado Utilizando Solos não Convencionais

Uma filosofia geral de projeto, para estruturas reforçadas com inclusões permeáveis, foi proposta por Christopher et al. (1998). Estas diretrizes recomendam a seleção de um reforço com transmissividade capaz de conduzir todo o fluxo de água do maciço sem desenvolver pressões neutras ao longo da interface solo-reforço. Portanto, esta metodologia não assume o surgimento de pressões neutras ao longo do reforço permeável.

A análise deve considerar as três condições adversas de umidade, descritas no item 2.6, a que o maciço possa estar submetido, no processo de previsão das resistências à tração e ao arrancamento requeridas. A proposta dos autores inclui duas fases de avaliação destas condições:

1. Cada condição é considerada ignorando-se a contribuição de drenagem provida pelos reforços. A análise é feita em termos de tensões totais considerando que a estabilidade é dada, principalmente, pelos reforços, com uma contribuição mínima da resistência ao cisalhamento do solo. Por ser uma consideração conservadora, um fator de segurança de projeto relativamente baixo é sugerido;
2. Cada condição é considerada levando-se em conta a contribuição plena de drenagem dada pelo reforço, ou seja, nenhum desenvolvimento de pressão neutra positiva é considerado no interior do maciço reforçado;

Há evidências de que os geossintéticos que apresentarem boa transmissividade podem dissipar o excesso de pressão neutra na interface solo-reforço. No entanto, pressões neutras podem desenvolver-se no interior das camadas de solo entre as inclusões de geossintéticos, durante a construção da estrutura.

Considerando a dificuldade em avaliar precisamente a distribuição das pressões neutras geradas durante a construção, duas análises são propostas para a primeira das condições adversas:

1. Análise em termos de tensões totais, ignorando a contribuição da drenagem lateral do reforço. Esta análise não considera a dissipação das pressões neutras através das inclusões permeáveis, fornecendo uma estimativa conservadora da estabilidade da estrutura no final da construção. Considerando as condições em curto prazo e o caráter conservador desta aproximação, um fator de segurança de 1,1 é recomendado.
2. Análise em termos de tensões efetivas, levando em conta a drenagem total da água do aterro pelos reforços permeáveis. A drenagem total do aterro reforçado é assumida como uma condição de longo prazo e, avalia-se a estabilidade da estrutura durante sua vida útil, quando as pressões neutras, geradas durante a construção, já foram dissipadas.

Esta consideração determina os requisitos mínimos dos reforços, para que se tenha uma adequada estabilidade em longo prazo da estrutura. Neste caso, enfatiza-se que a transmissividade dos reforços deve ser tal que não haja geração de pressão neutra na interface solo-reforço.

A resistência ao cisalhamento do solo deve ser baseada no seu comportamento em ensaio triaxial adensado não drenado (CU) executado com amostras saturadas, com medidas de pressão neutra, ou em ensaio triaxial drenado (CD).

O fator de segurança de projeto usado nesta análise (longo prazo) é o mesmo usado para solos granulares, 1,3 a 1,5.

A resistência à tração do geossintético é o valor mais alto obtido nas duas análises acima descritas. O comprimento mínimo de reforço especificado deve ser o maior das duas análises.

Para avaliar a segunda condição adversa, que trata da redução da resistência ao cisalhamento, causada pela geração de pressões neutras, os autores propõem outras duas análises:

1. Análise em termos de tensões totais, ignorando a drenagem lateral como meio de impedir o avanço de umidade para o interior do maciço de solo. Esta etapa é realizada utilizando-se propriedades de resistência ao cisalhamento, obtidas de amostras representativas saturadas. Os

resultados desta análise dão uma estimativa conservadora da estabilidade da estrutura. Portanto, um fator de segurança de 1,1 é recomendado.

2. Análise feita em termos de tensões efetivas, levando em conta o efeito da drenagem lateral, provido pelos reforços permeáveis, impedindo que a água superficial avance para o interior do maciço de solo. Uma análise em termos de tensões totais é considerada neste caso no lugar de tensões efetivas, de forma a levar em conta os benefícios atribuídos aos efeitos das pressões neutras negativas desenvolvidas. A resistência ao cisalhamento total é definida a partir de ensaios executados com amostras não saturadas, com a maior umidade que o maciço tenha apresentado. A resistência ao cisalhamento da camada de solo, localizada acima da primeira inclusão de geossintético, deve ser obtida de ensaios em amostras saturadas.

A última condição adversa avaliada pelos autores, diz respeito ao período pós-construtivo. Neste caso, o desenvolvimento de pressões neutras pode ocorrer quando zonas de fluxo de água são estabelecidas no interior do maciço de solo. Dessa maneira, as configurações de fluxo podem ter uma ocorrência sazonal. Outra configuração de fluxo pode desenvolver-se devido às flutuações do nível de água. Por fim, as forças de percolação podem ser induzidas pela infiltração de água superficial.

As configurações de fluxo podem ser determinadas para um aterro não reforçado, utilizando-se redes de fluxo para esta análise. Duas formas de análise são propostas neste caso:

1. Análise feita em termos de tensões totais, ignorando a drenagem lateral. Os resultados desta análise levam a uma estimativa conservadora da estabilidade da estrutura reforçada, pois se admite que o aterro está totalmente saturado e, também, porque considera configurações de fluxo estabelecidas, sem levar em conta a drenagem, dada pelos reforços permeáveis. Um fator de segurança de 1,1 é recomendado neste caso.
2. Análise feita em termos de tensões efetivas, considerando a drenagem total da água do solo dada pelo reforço, dando origem a uma avaliação da estabilidade em longo prazo.

Contudo, a transmissividade e a distribuição adequada das inclusões de reforço, devem ter uma adequada seleção, para que o geossintético tenha capacidade de

drenar todo o fluxo de água para fora do aterro reforçado. Por outro lado, sistemas externos de controle da água superficial e subterrânea podem ser incorporados nos projetos.

Um resumo destas diretrizes para projeto de estruturas de solo reforçado utilizando solos não convencionais, encontra-se a seguir (Tabela 2.14).

Tabela 2.14 – Resumo das análises para estruturas de solo reforçado com aterro de baixa capacidade de drenagem.

Condição	Características	Análise 1: Ignorando a Drenagem Lateral	Análise 2: Considerando Drenagem Total
		Tensões totais	Tensões efetivas
1. Geração de pressões neutra no corpo do aterro reforçado	Tipo de Análise	Tensões totais	Tensões efetivas
	Caso	Geração de pressões neutras devidas as restrições de drenagem em curto prazo	Condição de drenagem em longo prazo devido à drenagem lateral
	Critério de Projeto	FS = 1,1	FS = 1,3 a 1,5*
	Transmissividade do Reforço	Ignorada na análise	Conduz o fluxo total no processo de adensamento
	Resistência ao Cisalhamento do Solo	ϕ e c - Ensaios UU Amostra na condição local	ϕ e c - Ensaios CU ou CD Amostra na Condição Saturada
2. Água superficial avançando para o interior do aterro reforçado	Tipo de Análise	Tensões totais	Tensões efetivas
	Caso	Perda de resistência à ruptura por cisalhamento devido à saturação	Condição mantida não saturada, devida à drenagem dos reforços.
	Critério de Projeto	FS = 1,1	FS = 1,3 a 1,5*
	Transmissividade do Reforço	Ignorada na análise	Avanço da água superficial impedido, como definido por ensaios.
	Resistência ao Cisalhamento do Solo	ϕ e c - Ensaios CU Amostra na condição saturada	ϕ e c - Ensaios CU ou CD Amostra em condição de umidade muito alta
3. Zonas de fluxo estabelecidas no corpo do aterro reforçado	Tipo de Análise	Tensões totais	Tensões efetivas
	Caso	Desenvolvimento de forças de percolação no interior do aterro	Aterro saturado sem desenvolvimento de forças de percolação devido à permeabilidade dos reforços
	Critério de Projeto	FS = 1,1	FS = 1,3 a 1,5*
	Transmissividade do Reforço	Ignorada na análise	Conduz o fluxo total de água dentro do aterro
	Resistência ao Cisalhamento do Solo	ϕ e c - Ensaios CU Amostra na condição saturada	ϕ e c - Ensaios CU ou CD Amostra na condição saturada

*O critério de projeto para a análise 2 foi selecionado baseado em diretrizes de projeto de estruturas de solo reforçado com uso de solos granulares.

Fonte – CHRISTOPHER, B.R. et al. (1998).

Baseados na construção e acompanhamento de seis estruturas de solo reforçado, Tatsuoka et al. (1990) propuseram um método para seleção de reforços. Cinco destas estruturas foram construídas com argila cinza vulcânica e uma com areia.

Através de medidas de pressão neutra e de deformação, ensaios CPT e da análise de vários tipos de face das estruturas, os autores chegaram às seguintes conclusões:

1. Geocompostos de geotêxteis tecidos e não tecidos, são usados para facilitar a drenagem e para assegurar maior resistência e rigidez às estruturas.
2. Faces contínuas, como de blocos de concreto, podem ser usadas para melhorar a estabilidade do muro e reduzir sua deformação. Seu uso, também, pode aumentar a resistência quanto a danos mecânicos e prevenir a deterioração do geotêxtil que ocorre quando exposto à luz do sol.
3. Reforços relativamente curtos podem ser aplicados em reconstrução de aterros, pois a redução da estabilidade da estrutura, pelo uso de inclusões curtas, pode ser compensado pelo uso de geotêxteis com capacidade de conduzir fluxo de água em seu plano (TATSUOKA et al, 1990).

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

Neste trabalho avaliou-se o comportamento dos solos finos quando utilizados na construção de estruturas de solo reforçado, com respeito ao ganho de resistência ao cisalhamento e a melhoria no processo de drenagem. Neste caso, fez-se o uso de inclusões permeáveis (geotêxteis). Para tanto, realizaram-se ensaios de compressão triaxial, em corpos de prova sem reforço e reforçados, sendo estes divididos em dois grupos: corpos de prova com reforço de geotêxtil não tecido (reforço extensível e permeável) e corpos de prova com reforço de papel alumínio (reforço inextensível e impermeável).

Este capítulo descreve as características dos materiais utilizados, bem como os procedimentos dos ensaios empregados na pesquisa.

3.1. Caracterização dos Materiais

3.1.1. Solos

Foram utilizados solos coletados nas cidades próximas a São Carlos (SP). Os solos foram caracterizados através de ensaios de granulometria conjunta, massa específica dos sólidos, ensaio de compactação (solos argilosos), determinação dos limites de Atterberg e ensaio de permeabilidade, além disso, obteve-se a classificação MCT.

Para facilitar a descrição dos materiais, designou-se solo 1 a argila silto-arenosa, coletada no local do futuro aterro sanitário da cidade de Piracicaba. A amostra foi retirada da superfície do terreno após limpeza da área. O solo 2 é uma areia fina com aproximadamente 40% de finos, advinda da cidade de Hortolândia. Este solo compõe

um aterro reforçado de caráter experimental, construído na cidade de Nova Odessa, descrito por Benjamim (2004). O solo 3 é uma argila silto-arenosa, originária de um corte de estrada (Rodovia Wilson Finardi – SP 191), que acessa a cidade de Araras. A amostra foi coletada a uma profundidade de 2,0 m.

As curvas granulométricas destes solos são apresentadas na Figura 3.1.

Figura 3. 1 – Curvas granulométricas dos solos estudados (NBR 7181/84).

Os limites de Atemberg dos solos foram determinados segundo a NBR 6459/84 (limite de liquidez) e a NBR 9180/84 (limite de plasticidade). A determinação da massa específica dos sólidos foi realizada de acordo com a NBR 6508/84. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3. 1 – Limites de liquidez e de plasticidade e massa específica dos sólidos dos solos estudados.

Solo	Limites de Atemberg		ρ_s (g/cm ³)
	LL (%)	LP (%)	
1	41	31	2,837
2	17	15	2,676
3	46	27	2,650

Os solos foram classificados segundo a Metodologia MCT, desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), descrita pelas normas DNER-ME 258/94 e DNER-ME 256/94. A classificação dos solos, segundo esta metodologia, encontra-se na Tabela 3.2, juntamente com as classificações granulométrica e unificada.

Tabela 3. 2 – Classificação dos solos estudados.

Classificação dos Solos			
Solo	Granulométrica	Unificada	MCT
1	Argila Silto Arenosa	CL (Argila Pouco Plástica com Areia)	Solo Argiloso Laterítico
2	Areia Fina a Média com 40% de finos	SM (Areia Siltosa)	Solo Arenoso não Laterítico
3	Argila Silto Arenosa	CL (Argila Pouco Plástica com Areia)	Solo Argiloso não Laterítico

As curvas de compactação dos materiais, determinadas segundo a NBR 7182/84, encontram-se nas Figuras 3.2, 3.3 e 3.4, solos 1, 2 e 3, respectivamente. Os valores de umidade ótima (w_{ot}) e massa específica seca máxima ($\rho_{d,máx.}$), correspondentes a cada solo, estão indicados nas referidas figuras.

Foi determinada a permeabilidade dos solos, segundo a NBR 14545/00. Os corpos de prova foram moldados na umidade ótima, com dimensões de 5,11cm de diâmetro e 5,0cm de altura. Os coeficientes de permeabilidade obtidos são os seguintes:

- Solo 1 – $2,50 \times 10^{-8}$ cm/s
- Solo 2 – $1,50 \times 10^{-7}$ cm/s
- Solo 3 – $2,10 \times 10^{-7}$ cm/s

Figura 3. 2 – Curva de compactação do solo 1.

Figura 3.3 – Curva de compactação do solo 2.

Figura 3.4 – Curva de compactação do solo 3.

3.1.2. Reforços

Os materiais de reforço compreenderam folhas de papel alumínio, inclusões inextensíveis e impermeáveis e, geotêxteis, materiais extensíveis e permeáveis.

Dois geotêxteis não tecidos foram empregados como reforço. O primeiro, com pequena espessura, denominado G100, foi empregado nos ensaios em que se avaliaram os ganhos de resistência ao cisalhamento. O outro geotêxtil, mais espesso, denominado G300, foi utilizado apenas, na verificação do efeito de aceleração da drenagem, ocasionado por inclusões permeáveis.

Para a caracterização dos geotêxteis, realizaram-se ensaios de resistência à tração não confinada (NBR 1282/93), gramatura (NBR 12568/92) e transmissividade (ABNT – projeto de norma 02: 153.19-014). A Figura 3.5 mostra os gráficos resultantes do ensaio de tração não confinada, nas duas direções recomendadas, para o geotêxtil G100. Observa-se uma anisotropia na resistência a tração não confinada deste material, visto que apresenta maior resistência na direção longitudinal ao sentido de fabricação do que na direção transversal.

Figura 3. 5 – Resistência à tração não confinada do geotêxtil G100.

As Figuras 3.6 e 3.7 mostram os valores de transmissividade, para os diferentes níveis de tensão e gradientes hidráulicos aplicados, para os geotêxteis G100 e G300, respectivamente.

Figura 3. 6 – Valores de transmissividade para o geotêxtil G100.

Figura 3. 7 – Valores de transmissividade para o geotêxtil G300.

A Tabela 3.3 apresenta as principais características dos geotêxteis utilizados na pesquisa, bem como o coeficiente de variação de cada parâmetro.

Observa-se que para o geotêxtil G100, o coeficiente de variação, relativo a transmissividade, é bastante elevado. Acredita-se que, pelo fato de o material apresentar baixa espessura, haja uma menor uniformidade na distribuição das fibras ao longo de toda a manta, fazendo com que alguns corpos de prova apresentem maior transmissividade em razão da maior quantidade de fibras concentradas neles.

Quanto aos valores do coeficiente de variação encontrados para os outros parâmetros pode-se considerá-los também elevados, especificamente os que se referem à gramatura e resistência à tração.

Tabela 3. 3 – Parâmetros característicos dos geotêxteis utilizados.

Geo-têxtil	Gramatura		Espessura		Resistência à tração não confinada				Transmissividade*			
					Longitudinal		Transversal		Longitudinal		Transversal	
	g/m ²	cv (%)	mm	cv (%)	kN/m	cv (%)	kN/m	cv (%)	m ² /s	cv (%)	m ² /s	cv (%)
G100	87	10,33	0,78	9,44	4,81	9,79	3,34	8,35	1,76E ⁻⁶	32,1	2,10E ⁻⁶	24,9
G300	303	10,74	2,91	6,68	9,91	10,13	18,55	13,38	5,75E ⁻⁶	7,93	6,35E ⁻⁶	11,14

* Valores médios de transmissividade para gradiente hidráulico de 0,1 e tensão confinante de 100kPa.

A resistência à tração não confinada média, do papel alumínio, determinada segundo a ASTM D 882, foi de 0,90kN/m e a deformação média na ruptura atingiu 2,0%. A espessura média resultou em 0,05mm.

3.2. Ensaio de Compressão Triaxial

3.2.1. Corpos de Prova

Os ensaios de compressão triaxial foram conduzidos em corpos de prova com diâmetro médio de 5,11cm e altura média de 12,6cm, correspondendo a uma relação $H/D = 2,47$. Os corpos de prova foram compactados em quatro camadas, na umidade ótima e massa específica seca máxima, tais parâmetros foram obtidos a partir da curva de compactação.

Figura 3. 8 – (a) Esquema da compactação dos corpos de prova reforçados. (b) Corpo de prova reforçado com geotêxtil.

Os corpos de prova ensaiados possuíam três diferentes configurações: a primeira compreendeu corpos de prova compactados em condições normais, ou seja, sem nenhum tipo de inclusão; a segunda caracterizou-se por apresentar uma inclusão de papel alumínio entre as camadas; e a terceira, em que se incluiu geotêxtil na interface de cada camada compactada. Estas duas últimas configurações encontram-se ilustradas na Figura 3.8a. Na Figura 3.8b apresenta-se uma imagem de um corpo de prova reforçado com geotêxtil. Todos os corpos de prova reforçados apresentaram três níveis de inclusões.

3.2.2. Descrição dos Ensaios

O programa de ensaios desenvolvido levou em consideração as condições de campo, às quais os maciços de solo reforçado poderiam estar submetidos. Este trabalho foi desenvolvido em duas etapas, na primeira, se avaliou o comportamento mecânico dos maciços de solo reforçado e, na segunda, se verificou a capacidade de drenagem dos reforços permeáveis, neste caso, empregou-se geotêxtil não tecido.

Na primeira etapa do trabalho, realizaram-se ensaios de compressão triaxial rápidos (UU) e ensaios de compressão triaxial adensados rápido (CU). Neste caso, os corpos de prova foram reforçados com o geotêxtil G100.

A segunda etapa incluiu ensaios do tipo CU, para corpos de prova reforçados com o geotêxtil G300, em que se realizou apenas, a fase de adensamento do ensaio.

O ensaio de compressão triaxial rápido (UU) visa simular uma situação de campo de curto prazo. Desta forma, pretendeu-se verificar a condição de final de construção de um aterro, em que, o solo encontra-se na sua umidade de compactação. Neste caso, principalmente para os solos finos, as pressões neutras, originadas pelo processo de compactação das camadas, ainda não foram dissipadas, o que leva a uma das situações críticas do aterro.

Para o ensaio adensado rápido os corpos de prova foram ensaiados em condição saturada, para que se pudesse verificar a situação mais crítica, em longo prazo, quanto à resistência ao cisalhamento dos maciços.

O ensaio adensado rápido foi escolhido por permitir a obtenção de parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento do solo e, por dar ainda, uma visão do desenvolvimento das pressões neutras, para as condições de solo reforçado e não reforçado.

No ensaio adensado rápido utilizaram-se apenas corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, pois se entendeu que haveria dificuldade de saturação dos corpos de prova com reforço de alumínio.

Neste ensaio ainda, foram utilizados drenos laterais, feitos de papel filtro, para aumentar a velocidade de adensamento dos corpos de prova. O processo de saturação foi realizado através do método da contra pressão e, consideraram-se saturados os corpos de prova que apresentaram os seguintes valores do parâmetro B:

- Solo 1 – 0,98

- Solo 2 – 0,95
- Solo 3 – 0,95

A partir dos resultados destes ensaios, foram definidas envoltórias de resistência ao cisalhamento segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para cada solo. As tensões confinantes utilizadas foram de 50, 100 e 200kPa. Estas tensões foram impostas por meio de atuadores de pressão. A velocidade de cisalhamento para o solo 1 e 2 foi de 0,5mm/min e para o solo 3 foi de 0,08mm/min.

Para a segunda fase de ensaios, em que se verificou o comportamento dos solos no que tange no processo de adensamento e à drenagem, quando se faz uso de inclusões permeáveis, realizaram-se ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido (CU), em corpos de prova na condição saturada e, reforçados com o geotêxtil mais espesso – G300.

Os ensaios foram procedidos para os solos 2 e 3. A tensão confinante aplicada nos copos de prova foi de 200kPa.

Capítulo 4 – Apresentação e Análise de Resultados

Discute-se neste capítulo os resultados obtidos no programa de ensaios. Além disso, realiza-se uma análise da contribuição dos reforços permeáveis (geotêxteis) na drenagem da água dos corpos de prova, baseada nos resultados oriundos da fase de adensamento dos corpos de prova.

4.1. Solo 1 – Argila Silto-Arenosa (Piracicaba)

Os corpos de prova confeccionados com o solo 1, ao final dos ensaios triaxiais (rápido e adensado rápido), apresentaram embarrigamento. Nos ensaios com solo reforçado com geotêxtil, observou-se que os corpos de prova apresentaram embarrigamento entre os vários níveis de reforço, evidenciando que este inibiu, localmente, as deformações radiais do corpo de prova (Figura 4.1a). No caso dos corpos de prova com inclusões de alumínio, ao final do ensaio, verificou-se a ruptura do reforço por tração (Figura 4.1b).

(a)

(b)

Figura 4. 1– Corpos de prova rompidos – solo 1. (a) Reforçado com geotêxtil. (b) Modo de ruptura do papel alumínio.

A partir do ensaio de compressão triaxial do tipo rápido obtiveram-se as curvas, que relacionam tensões desviatórias com as deformações, descritas nas Figuras 4.2, 4.3a e 4.3b, referentes aos corpos de prova não reforçados, reforçados com alumínio e reforçados com geotêxtil, respectivamente.

Da Figura 4.1 e dos gráficos apresentados nas Figuras 4.2, 4.3a e 4.3b, pode-se observar que o comportamento deste solo na ruptura em todos os ensaios foi do tipo plástico, ou seja, não foi possível a visualização de quaisquer planos de ruptura ao longo do corpo de prova.

Quanto aos ganhos de resistência deste solo, dados pela presença das inclusões, tanto de alumínio, como de geotêxtil, os gráficos das Figuras 4.2, 4.3a e 4.3b, mostram que para tensões confinantes de 50 e 100kPa, o solo reforçado com geotêxtil teve um aumento na tensão desviatória de 40%, aproximadamente, em relação ao solo não reforçado. No entanto, para o solo com inclusões de alumínio, os resultados implicaram em uma resistência menor que a do solo não reforçado para tensões confinantes mais baixas como a de 50kPa, mas observou-se um aumento progressivo das tensões desviatórias, com o aumento do valor da tensão confinante para 100 e 200kPa.

Figura 4. 2 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 1, em corpos de prova não reforçados.

Figura 4. 3 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 1. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.

Verifica-se que o solo reforçado com geotêxtil, para tensões confinantes como a de 50kPa e 200kPa, comportou-se de tal maneira que, mesmo atingindo deformações elevadas (20%), as tensões alcançadas, na maioria das vezes, não chegaram a um valor de pico ou assintótico, mas aumentaram continuamente. Para o solo não reforçado os valores tenderam a uma assíntota. Desta forma, percebe-se que o geotêxtil imprimiu ao sistema um aumento na resistência e um comportamento de enrijecimento com o desenvolvimento das deformações (ver Figura 4.3b).

A partir dos valores máximos de tensão desviatória encontrados para cada nível de tensão confinante, foram elaboradas as envoltórias de tensões totais. Além disso, determinaram-se as trajetórias de tensões totais para cada sistema, estes gráficos são exibidos nas Figuras 4.4 e 4.5, respectivamente. Segundo estas informações pode-se perceber que a envoltória de resistência do solo reforçado com geotêxtil ficou praticamente paralela à do solo não reforçado. Enquanto que a envoltória do solo reforçado com alumínio apresentou-se com maior inclinação que as demais.

A partir das envoltórias determinaram-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito – apresentados na Tabela 4.1. Verifica-se que, para o solo reforçado com geotêxtil, houve um aumento significativo do parâmetro de coesão, enquanto que o ângulo de atrito interno permaneceu praticamente constante, em relação aos parâmetros de resistência do solo não reforçado.

Figura 4.4 – Envoltórias de resistência ($t \times s$) para cada configuração de corpo de prova resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 1.

No caso do solo reforçado com papel alumínio, houve um pequeno aumento do ângulo de atrito interno, mas redução de coesão, em relação ao solo não reforçado. Este comportamento pode ser explicado, para tensões normais nulas, em função da baixa aderência das partículas dos solos finos ao alumínio, devido sua superfície lisa e ao fato de que, sob tensões, não haver um forte embricamento das partículas do solo sobre a sua superfície flexível.

Tabela 4.1 - Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova - solo 1 (ensaio UU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Alumínio	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ (°)	20,5	26,6	19,4
c (kPa)	86,4	57,8	134,2

Na Figura 4.6 está apresentada a variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito interno – para deformações de 2, 5, 10 e 15%. O objetivo desta representação foi o de avaliar como são mobilizados os parâmetros de resistência referentes aos materiais reforçados em relação ao solo natural, à medida que se imprimiu ao material certo nível de deformação.

Figura 4.5 – Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU – solo 1.

Figura 4.6 – Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 1.

Para o caso do geotêxtil, observa-se que os valores de coesão aumentaram com as deformações, o que também ocorreu com as tensões desviatórias apresentadas na Figura 4.3b. Este fato não é observado para a coesão do solo não reforçado, a qual atinge um valor de pico em uma deformação muito pequena (em torno de 5%), para depois decrescer. Para o solo reforçado com alumínio, os valores de coesão se mantêm praticamente constantes com o aumento das deformações.

Quanto ao ângulo de atrito interno tem-se uma variação bem pequena com o aumento da deformação para todas as configurações de corpos de prova,

verificando-se uma pequena melhoria neste parâmetro, relativos ao solo reforçado com alumínio em comparação aos demais resultados.

Outro programa de ensaios, conduzido neste solo, foi feito a partir de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em que os resultados foram analisados em termos de tensões efetivas. Os resultados deste ensaio encontram-se nas Figuras 4.7 e 4.8, as quais relacionam tensões desviatórias e pressões neutras com deformações, respectivamente.

Os gráficos, da Figura 4.7, mostram que o solo reforçado apresentou um acréscimo gradual nas tensões desviatórias, em relação a cada tensão de confinamento. Verifica-se também, que para os corpos de prova reforçados, ocorreram mudanças no comportamento durante o processo de ruptura, em relação aos não reforçados, pois, naquele caso, obtiveram-se valores de tensão desviatória que não chegaram a um pico, nem a um valor assintótico, mas aumentaram progressivamente à medida que as deformações se desenvolveram, principalmente para as tensões confinantes de 100 e 200kPa. Desta forma, observa-se que o geotêxtil conferiu ao conjunto maior rigidez, permitindo grandes deformações sem exibir ruptura brusca.

Figura 4. 7 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 1 – tensões desviatórias.

Figura 4.8 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 1 – pressões neutras.

Segundo os gráficos da Figura 4.7 observa-se aumento na tensão desviatória do solo reforçado com geotêxtil, em relação ao não reforçado, para todos os níveis de confinamento. Nota-se que para a tensão confinante de 50kPa houve um aumento no valor máximo de tensão desviatória de 16% para o solo reforçado com geotêxtil em relação à tensão desviatória máxima para o solo não reforçado. Nos outros níveis de tensão confinante, de 100kPa e 200kPa, esta diferença se mostrou maior ainda, aproximando-se a 30%.

Com o aumento registrado na tensão desviatória em ambas as análises, em termos de tensões totais e em termos de tensões efetivas, têm-se valores de ângulo de atrito muito superiores ao do solo não reforçado e, o parâmetro de coesão se mantém semelhante para os dois casos (ver Tabela 4.2).

Os valores de coesão e ângulo de atrito, expostos na Tabela 4.2, foram obtidos a partir das envoltórias de resistência apresentadas nas Figuras 4.9a e 4.9b, referentes às tensões totais e tensões efetivas, respectivamente.

As pressões neutras, exibidas na Figura 4.8, apresentaram-se maiores para os corpos de prova reforçados do que para aqueles não reforçados. Este comportamento assemelha-se ao da situação em que se tem aumento da tensão confinante. No entanto, aqui se tem as mesmas tensões confinantes. Portanto, isto possivelmente ocorre em virtude das inclusões estarem impedindo o deslocamento lateral das camadas dos corpos de prova durante o processo de cisalhamento, em função da aderência do solo ao geotêxtil.

Tabela 4.2 – Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova - solo 1 (ensaio CU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ ($^{\circ}$)	9,5	19,0
c (kPa)	85,2	84,0
ϕ' ($^{\circ}$)	30,8	44,7
c' (kPa)	29,4	25,5

Figura 4.9 – Envolvórias de resistência para o solo 1 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.

Nas Figuras 4.10 e 4.11 estão apresentadas as trajetórias de tensões, em termos de tensões totais e efetivas, respectivamente. Observa-se que no caso das trajetórias de tensões efetivas, os gráficos referentes ao solo reforçado apresentaram um deslocamento para a esquerda e uma redução na sua inclinação, em relação aos gráficos do solo não reforçado, para uma mesma tensão confinante. Este comportamento assemelha-se ao caso em que se têm dois níveis de tensão confinante, no entanto, verifica-se que isto ocorre para um mesmo nível. Este fato nos mostra novamente a restrição às deformações laterais, dada pela presença das inclusões de geotêxtil.

Figura 4.10 – Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 1.

Figura 4.11 – Trajetórias tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 1.

Com o objetivo de avaliar a mobilização dos parâmetros de resistência, apresenta-se na Figura 4.12 a variação de coesão e ângulo de atrito interno, em termos de tensões efetivas, encontrados para níveis de deformação arbitrados de 2, 5, 10 e 15%. Verifica-se, que tanto os valores de ângulo de atrito interno quanto os de coesão, são maiores para o caso do solo reforçado com geotêxtil, quando comparados aos valores referentes ao material não reforçado.

Figura 4.12 – Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 1.

A análise dos parâmetros efetivos nos mostra que, a diferença entre os valores de coesão tendeu a crescer com o aumento das deformações, isto indica que, mesmo obtendo-se valores de coesão semelhantes para o solo não reforçado e reforçado, a partir das envoltórias de resistências, obtidas segundo os valores de pico de tensões desviatórias (descritas na Figura 4.9b e Tabela 4.2 – terceira coluna), o parâmetro de coesão teve maior mobilização à medida que o corpo de prova foi solicitado.

Quanto à mobilização do ângulo de atrito interno, tem-se que, para todos os valores de deformação analisados, houve um aumento deste parâmetro para o solo reforçado com geotêxtil, quando comparados aos valores de ângulo de atrito do solo não reforçado. Além disso, houve uma diferença constante entre os valores deste parâmetro para os dois sistemas, para os diferentes valores de deformação.

Diferentemente dos resultados do ensaio UU, os valores efetivos de coesão decresceram com o aumento das deformações, enquanto o oposto ocorreu com o ângulo de atrito interno.

Na fase de adensamento do ensaio triaxial do tipo adensado rápido são obtido gráficos de variação do volume do corpo de prova em relação à raiz do tempo, para o solo 1 estes resultados são expostos na Figura 4.13.

Observa-se que a variação de volume não se altera para o caso do solo reforçado com geotêxtil em relação ao solo não reforçado. Este fato pode ter ocorrido em função das características granulométricas deste solo, pois sabe-se que este possui grande porcentagem de partículas finas (aproximadamente 50% de argila), além de uma

distribuição uniforme dos grãos, o que pode ter dificultado a percolação da água através das camadas de solo para o geotêxtil, visto que apresenta uma permeabilidade bastante baixa. Além disso, em função do uso de drenos laterais, para acelerar o tempo de adensamento do corpo de prova, a água foi drenada pelas laterais e não pelo geotêxtil.

Figura 4.13 – Variação de volume em relação a raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 1.

4.2. Solo 2 – Areia Fina (Hortolândia)

Os corpos de prova confeccionados com o solo 2 desenvolveram ao final dos ensaios, de uma maneira geral, planos de cisalhamento ao longo de sua altura, mesmo quando reforçados. Este fato pode ser observado na Figura 4.14a, o que ocasionou a ruptura dos reforços de alumínio em vários pontos, para as diferentes condições de ensaio.

O estabelecimento das superfícies de cisalhamento também causou o rompimento das inclusões de geotêxtil, ao longo da direção de ruptura. No ensaio triaxial adensado rápido observou-se, em muitos casos, a ruptura total das inclusões, como nota-se na Figura 4.14b. Por outro lado, para o ensaio triaxial rápido, ocorreram apenas rompimentos parciais destas.

Na grande maioria das vezes a superfície de ruptura atingiu apenas os reforços localizados no meio e próximos à base do corpo de prova, dessa forma, as inclusões próximas ao topo não foram solicitadas a ponto de romper (ver Figura 4.14a).

Figura 4.14 – Corpos de prova rompidos – solo 2. (a) Reforçado com geotêxtil. (b) Modo de ruptura do geotêxtil.

O surgimento de superfícies de cisalhamento nos indica que o solo teve uma ruptura do tipo frágil, para os níveis de confinamento considerados neste trabalho, fato este que pode ser confirmado com os gráficos de tensão desviatória em relação às deformações, apresentados nas Figuras 4.15, 4.16a e 4.16b, relativos ao ensaio triaxial do tipo rápido, e, na Figura 4.20, referente ao ensaio triaxial do tipo adensado rápido, em que é possível a visualização de valores de pico de tensão desviatória.

As curvas tensão-deformação resultantes dos ensaios triaxiais rápidos (UU) referem-se aos corpos de prova não reforçados, reforçados com alumínio e reforçados com geotêxtil, respectivamente.

De acordo com estas curvas verifica-se que ocorreu um ganho de resistência tanto para o solo reforçado com alumínio como para o solo reforçado com geotêxtil em relação ao solo natural. Nota-se que, para a tensão confinante de 50kPa, os valores máximos de tensão desviatória, obtidos para os corpos de prova reforçados (com ambos os reforços), apresentaram um aumento desta de, aproximadamente, 50% em relação ao solo não reforçado. Já para tensões confinantes de 100 e 200kPa houve um ganho de resistência de 30% e 24%, respectivamente.

Figura 4.15 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 2, em corpos de prova não reforçados.

Figura 4.16 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 2. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.

Além do ganho de resistência, os corpos de prova reforçados com geotêxtil atingiram valores de tensão desviatória máximos em deformações maiores, sem apresentarem picos bem definidos, quando comparados aos gráficos referentes aos corpos de prova não reforçados e reforçados com alumínio, os quais chegaram a picos de tensão desviatória em torno de 5% (solo não reforçado) e 3% (solo reforçado com alumínio) de deformação.

Este comportamento mostrou a capacidade do geotêxtil não tecido de atingir deformações elevadas sem romper, conferindo também ao solo esta característica, de maior ductilidade.

As implicações deste comportamento em uma obra de solo reforçado resultariam em uma estrutura que teria maior capacidade de se deformar do que o caso de uma estrutura construída com solo apenas.

Tendo em vista as envoltórias de resistência da Figura 4.17 e as trajetórias de tensões da Figura 4.18, ambas em termos de tensões totais, o comportamento acima discutido, fez com que os valores do parâmetro de coesão fossem elevados para os corpos de prova reforçados (com ambos os tipos de inclusão), quando comparados aos valores de coesão obtidos para o solo não reforçado. No entanto, o ângulo de atrito interno permaneceu praticamente constante em todos os casos analisados. Os valores encontrados para os parâmetros de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito – são mostrados na Tabela 4.3.

Figura 4.17 – Envoltórias de resistência ($t \times s$) para cada configuração de corpo de prova resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 2.

Tabela 4. 3 - Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 2 (ensaio UU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Alumínio	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ ($^{\circ}$)	35,3	35,9	36,5
c (kPa)	52,6	91,3	85,6

Figura 4.18 – Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU – solo 2.

No intuito de verificar a mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito interno – determinaram-se, para diferentes valores de deformações (2, 5, 10 e 15%), envoltórias de resistência em termos de tensões totais, de onde foram obtidos estes parâmetros, os quais encontram-se comparados no gráfico da Figura 4.19.

Figura 4.19 – Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 2.

Quanto ao ângulo de atrito interno, observa-se uma pequena variação entre os valores obtidos para os diferentes sistemas. Além disso, este parâmetro

resultou, de maneira geral, em valores constantes ao longo do progresso das deformações.

No que se refere ao parâmetro de coesão, verifica-se que há uma diferenciação no seu comportamento para cada sistema ensaiado. No caso do solo reforçado com geotêxtil, a coesão tendeu a aumentar com as deformações, chegando a uma pequena redução do seu valor em torno de 15% de deformação, atingindo um valor de pico, aproximadamente, em 10%. Observa-se que a deformação de 10%, referente ao valor de coesão máximo mobilizado, não correspondeu às deformações relativas aos valores de pico das tensões desviatórias, os quais foram atingidos em deformações próximas a 6% (ver Figura 4.16b).

Este comportamento não é observado para o solo não reforçado e reforçado com alumínio. O parâmetro de coesão para o solo não reforçado atingiu um valor máximo em uma deformação próxima a 5%, para então decrescer, sendo que os valores máximos de tensão desviatória são referentes ao mesmo nível de deformação.

Para o solo reforçado com alumínio, os valores máximos de coesão e de tensão desviatória foram desenvolvidos a uma deformação em torno de 2%, sendo que após esta deformação, principalmente os valores de coesão, tenderam a decrescer bruscamente. Mesmo assim, os valores de coesão para o solo reforçado com alumínio mantiveram-se maiores que aqueles encontrados para o solo não reforçado, ao longo das deformações.

A partir desta análise, é possível inferir, para este solo quando reforçado com geotêxtil que, mesmo quando o sistema tendeu a ruptura, a coesão continuou sendo mobilizada para além das deformações correspondentes às tensões desviatórias máximas, neste caso, em que se tem análise a curto prazo. Situação semelhante foi encontrada para o solo 1, quando se fez análise dos resultados dos ensaios triaxiais rápidos.

A análise do comportamento a longo prazo das estruturas de solo reforçado, feita através de ensaios triaxiais do tipo adensado rápido, para o solo 2, resultou nos gráficos que relacionam tensões desviatórias e deformações, localizados na Figura 4.20, e pressões neutras e deformações, alocados na Figura 4.21a e 4.21b (solo não reforçado e solo reforçado com geotêxtil, respectivamente).

Figura 4.20 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 2 – tensões desviatórias.

Assim como para o ensaio triaxial do tipo rápido, para esta análise, também são observados maiores valores para as tensões desviatórias referentes aos corpos de prova reforçados com geotêxtil que para os não reforçados, para os mesmos níveis de confinamento. No entanto, estes ganhos de resistência são de menor magnitude, que os obtidos na análise a curto prazo (ensaio UU). Os ganhos de resistência deste solo, para análise a longo prazo, também resultaram menores que para a mesma análise feita para o solo 1, mais argiloso que o solo em questão. O aumento dos valores de tensão desviatória do solo reforçado para o solo não reforçado, variou entre 2 e 8%.

Com relação aos valores de pressão neutra encontrados neste ensaio, mostrados na Figura 4.21a e 4.21b, verifica-se pequena ou nenhuma variação nestes para o solo reforçado em relação ao não reforçado.

Dessa forma, nota-se uma pequena contribuição das inclusões de geotêxtil no aumento da resistência do solo 2. Este fato pode ter ocorrido devido às características mecânicas referentes ao geotêxtil utilizado. Quando da realização do ensaio de tração não confinada, o material apresentou baixa resistência, a qual foi atingida com grandes deformações (em média 30,44% na transversal e 26,47% na longitudinal). No entanto, no ensaio triaxial o geotêxtil sofreu ruptura antes de atingir a sua máxima resistência não confinada, devido às elevadas tensões atingidas pelo solo e, também por este romper segundo uma superfície de cisalhamento, o que direcionou a ruptura dos reforços, caracterizando uma ruptura localizada, diferentemente daquela que ocorre no ensaio de tração não confinada.

Figura 4. 21 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, para o solo 2 – pressões neutras. (a) Em corpos de prova não reforçados. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.

No caso do solo 2, os valores máximos de tensão desviatória foram elevados e as deformações correspondentes atingiram cerca de 10%. No ensaio triaxial o geotêxtil sofreu ruptura ao longo da superfície de cisalhamento desenvolvida nos corpos de prova. Percebe-se, pois, que na condição confinada o geotêxtil rompeu-se a deformações bastante inferiores às obtidas no ensaio de tração não confinada.

Como houve a ruptura do reforço, sem que houvesse uma evidência em termos do comportamento do corpo de prova que permitisse identificar o instante desta ruptura, torna-se difícil avaliar até que momento do ensaio as inclusões de geotêxtil, estariam, de fato, contribuindo para o aumento da resistência do corpo de prova.

Quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento, apresentados na Tabela 4.4, tem-se que para as tensões totais não foram verificadas mudanças significativas destes entre os diferentes sistemas, isto pode ser visto também nas Figuras 4.22a e 4.23, envoltórias de resistência e trajetória de tensões em termos de tensões totais.

Com respeito aos parâmetros efetivos, nota-se que o ângulo de atrito interno teve pequena redução do seu valor para o solo reforçado com geotêxtil, entretanto, observa-se um aumento do valor de coesão, para este caso, isso se deve ao fato de que as pressões neutras correspondentes às tensões desviatórias máximas, para menores tensões confinantes (50kPa, principalmente), resultaram em valores maiores que para o solo não reforçado, o que reduziu a inclinação da envoltória de resistência,

este comportamento pode ser verificado na Figura 4.22b (envoltória de resistência efetiva) e Figura 4.24 (trajetória de tensões efetivas).

Tabela 4.4 – Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 2 (ensaio CU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ ($^{\circ}$)	31,5	34,1
c (kPa)	261,2	255,4
ϕ' ($^{\circ}$)	34,0	30,7
c' (kPa)	38,1	131,6

Figura 4.22 – Envoltórias de resistência para o solo 2 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.

As trajetórias de tensões efetivas, mostradas na Figura 4.24, permitem que seja observado, em menor escala que para o solo 1, o efeito de maior confinamento, dado pela presença das inclusões de geotêxtil, devido à restrição aos deslocamentos radiais dos corpos de prova.

Figura 4.23 – Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 2.

Figura 4.24 – Trajetórias de tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 2.

Para tentar elucidar a questão que envolve a contribuição dos reforços de geotêxtil no aumento da resistência do solo, principalmente quanto à mobilização da coesão durante o ensaio, são apresentados gráficos, na Figura 4.25, que mostram a variação dos parâmetros de resistência com o aumento das deformações, em termos de tensões efetivas.

Figura 4.25 – Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e ϕ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 2.

A variação dos valores de ângulo de atrito é bastante pequena, ao longo das deformações, para as duas configurações de corpos de prova.

O parâmetro de coesão, para o solo reforçado, atingiu seu valor máximo a uma deformação em torno de 10%, para depois decrescer. Para o solo não reforçado houve também um pequeno decréscimo, que ocorreu a partir de 5% de deformação, sendo que os valores deste se mostram extremamente inferiores aos do solo reforçado.

Uma análise dos resultados apresentados na Figura 4.20 mostra que os valores máximos de tensão desviatória do solo reforçado corresponderam, de maneira geral, a deformações na ordem de 10%. Quando se comparam estes resultados com os da Figura 4.25, observa-se que a coesão do solo reforçado atingiu também o seu valor máximo em deformação de semelhante magnitude.

Como a variação do ângulo de atrito foi praticamente nula com o desenvolvimento das deformações, seria intuitivo pensar que a ruptura do solo reforçado correspondeu a uma perda brusca da coesão. Considerando que o volume do corpo de prova não variou em função da condição do ensaio ser não drenada e, que as inclusões impuseram uma deformação mais uniforme ao corpo de prova, pode-se inferir que a ruptura do geotêxtil se deu com deformações muito inferiores aos valores encontrados no ensaio de tração não confinada e que foi induzida pelas tensões e modo de ruptura do solo 2.

Com respeito à contribuição dos reforços de geotêxtil na drenagem da água do corpo de prova, têm-se os gráficos referentes à fase de adensamento do ensaio

triaxial adensado rápido, para o solo 2, que relacionam variação do volume do corpo de prova com a raiz do tempo (Figura 4.26).

Observa-se que a variação de volume tem pequeno aumento para o solo reforçado com geotêxtil em relação ao solo não reforçado. Este fato pode ter ocorrido em função do uso de drenos laterais, para acelerar o tempo de adensamento do corpo de prova, o que modificou a distância de drenagem e a água foi drenada, em maior volume, pelas laterais do que pelo geotêxtil, alterando muito pouco o processo de adensamento deste solo dado pela presença dos geotêxteis, que eram de pequena espessura.

A distribuição granulométrica deste solo também pode ter contribuído para que houvesse pouca drenagem pelo geotêxtil, pois sabe-se que o solo 2, apesar de ser mais arenoso que os outros dois solos estudados, apresenta uma distribuição uniforme das partículas ao longo das porcentagens. Esta característica pode ter dificultado a percolação da água nas camadas de solo compactado.

Figura 4.26 – Variação de volume em relação a raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 2.

Na intenção de verificar a contribuição na drenagem da água dos corpos de prova reforçados com geotêxtil, sem a contribuição da drenagem feita pelos drenos laterais, realizou-se, para este solo a fase de adensamento do ensaio triaxial adensado rápido. Utilizando-se um geotêxtil com maior espessura que o primeiro, denominado G300, anteriormente descrito. Utilizou-se apenas um nível de tensão para o adensamento, de 200kPa.

Os gráficos de variação de volume em relação à raiz do tempo, obtidos no ensaio, estão apresentados na Figura 4.27.

Figura 4.27 – Variação de volume em relação a raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G300 – solo 2.

Tem-se que o tempo de adensamento dos corpos de prova que foram envoltos por drenos laterais é menor que para os corpos de prova sem a drenagem lateral. No entanto, observa-se uma mudança muito pequena na variação de volume, comparando-se as Figuras 4.26 e 4.27 (corpos de prova reforçados com G100 e reforçados com G300, respectivamente).

Nota-se um pequeno aumento na variação de volume para o solo reforçado com o G300, podendo-se inferir que o geotêxtil melhorou as condições de drenagem dos corpos de prova reforçados, em relação ao não reforçado, que no caso deste solo teve pequena influência.

4.3. Solo 3 – Argila Silto-Arenosa (Araras)

Na Figura 4.28 são apresentados corpos de prova, confeccionados com o solo 3, ao final dos ensaios (rápido e adensado rápido), estes romperam-se de tal forma, que foram observadas superfícies de cisalhamento para as diferentes tensões confinantes, mesmo quando reforçados com alumínio ou geotêxtil (Figura 4.28a e 4.28c).

Observando a Figura 4.28a, tem-se também, que com o aumento da tensão confinante ocorreu uma mudança no comportamento do solo com respeito à ruptura, verificando-se que, as superfícies de cisalhamento se mostraram presentes juntamente com o fenômeno de embarrigamento, o que está evidenciado para o segundo corpo de prova da Figura 4.28a, correspondente a tensão confinante de 100kPa. Notou-se que os reforços de alumínio tiveram uma ruptura por tração, assim como para os outros solos.

Na Figura 4.28c é mostrado um corpo de prova reforçado com geotêxtil, verifica-se que as deformações laterais deste foram inibidas localmente pela presença dos reforços, estes por sua vez, sofreram pequena deformação sem ocorrência de ruptura visível.

Figura 4.28 – Corpos de prova rompidos – Solo 3. (a) Reforçados com alumínio, em que o primeiro foi confinado com tensão de 50kPa e o segundo com tensão de 100kPa. (b) Modo de ruptura do papel alumínio. (c) Reforçado com geotêxtil.

O comportamento deste solo na ruptura, baseado no aspecto dos corpos de prova ao final do ensaio, pode ser verificado também nos gráficos resultantes dos ensaios triaxiais, principalmente para o ensaio do tipo rápido, apresentados na Figura 4.29, 4.30a e 4.30b (solo não reforçado, reforçado com alumínio e reforçado com geotêxtil, respectivamente), em que se têm as tensões desviatórias em relação às deformações.

Na análise feita a curto prazo, através de ensaios triaxiais do tipo rápido, observa-se que não houve ganhos significativos de resistência para os corpos de prova reforçados. O solo reforçado com papel alumínio apresentou valores de tensão desviatória um pouco menores que o solo não reforçado. Para o solo reforçado com

geotêxtil os valores máximos de tensão desviatória se equipararam aos valores encontrados para o solo não reforçado.

Figura 4.29 – Resultados dos ensaio de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 3, em corpos de prova não reforçados.

Figura 4. 30 – Resultados do ensaio de compressão triaxial do tipo rápido para o solo 3. (a) Em corpos de prova reforçados com alumínio. (b) Em corpos de prova reforçados com geotêxtil.

Com respeito às tensões desviatória obtidas neste ensaio, verifica-se que estas se comportam de maneira diferenciada para cada nível de tensão confinante, em todas as formas estudadas de corpos de prova. Entretanto, nota-se que para o solo não reforçado e reforçado com alumínio, a forma de distribuição dos valores de tensão

desviatória assemelha-se muito, apresentando para tensão confinante de 50kPa picos bem definidos destes valores, sendo que estes são atenuados com aumento do confinamento, no caso de 100kPa e 200kPa.

No entanto, para o solo reforçado com geotêxtil, tem-se que as tensões desviatórias máximas, especialmente para as tensões confinantes menores, foram desenvolvidas a maiores deformações que para o solo não reforçado e reforçado com alumínio. Este fato permite inferir que o geotêxtil melhorou as condições de ruptura do solo 3, minimizando a característica frágil deste, especialmente quando se têm tensões de confinamento mais baixas, como 50kPa.

Este fenômeno também pode ser observado quando se analisam as envoltórias de resistência ao cisalhamento, ilustradas na Figura 4.31 e, as trajetórias de tensões, localizadas na Figura 4.32. As envoltórias apresentam-se, de maneira geral, paralelas entre si, sendo que a envoltória referente ao solo reforçado com alumínio localizou-se abaixo das demais, as quais se encontram sobrepostas.

Figura 4.31 – Envoltórias de resistência ($t \times s$) para cada configuração de corpo de prova, resultantes do ensaio UU – tensões totais – solo 3.

A partir destas envoltórias de resistência, foram determinados os parâmetros totais de resistência ao cisalhamento – coesão e ângulo de atrito interno – referentes aos valores máximos de tensão desviatória encontrados. Estes parâmetros, descritos na Tabela 4.5, refletem o comportamento anteriormente discutido. Desta forma, foram obtidos valores de ângulo de atrito muito semelhantes, enquanto que para o parâmetro de coesão, houve semelhança em seus valores apenas para os corpos de prova reforçados com geotêxtil e para os não reforçados.

Tabela 4.5 - Parâmetros totais de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova – solo 3 (ensaio UU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Alumínio	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ (°)	22,0	22,9	22,0
c (kPa)	109,4	88,2	108,7

Figura 4.32 – Trajetórias de tensões totais, para cada configuração de corpo de prova e níveis de confinamento, resultantes do ensaio UU – solo 3.

Com a intenção de verificar a mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, durante o processo de cisalhamento do solo 3, determinaram-se estes parâmetros para diferentes deformações, de 2, 5, 10 e 15%, para o solo não reforçado e reforçado com geotêxtil e, de 2, 4, 6 e 7%, para o solo reforçado com alumínio.

Na Figura 4.33 são exibidas as variações dos valores de coesão e ângulo de atrito ao longo das deformações. Os valores de ângulo de atrito assemelham-se muito para as diferentes deformações e configurações de corpos de prova.

Quanto à coesão, para o solo não reforçado, este parâmetro chega a um valor de pico em torno de 5% para depois decrescer. No caso do solo reforçado com alumínio, ocorreram valores máximos de coesão em torno de 2%, sendo que após observa-se uma redução brusca dos seus valores. O solo reforçado com geotêxtil apresentou coesão menor que para os demais sistemas até uma deformação média de 5%, onde atinge também o seu máximo valor, no entanto, a partir deste ponto, ocorreu menor redução do seu valor ao longo das deformações, o que fez com que apresentasse

valores maiores deste parâmetro que para os demais casos analisados, em deformações de 10 e 15%, por exemplo.

Este mesmo comportamento foi verificado para os outros solos analisados, o que reforça a condição, dada pelo geotêxtil, de mobilizar coesão em maiores deformações, do que para o caso dos corpos de prova não reforçados ou reforçados com alumínio, minimizando a perda brusca de coesão observada nestes dois casos.

Figura 4.33 – Comparação dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento (c e ϕ) para diferentes valores de deformação (ensaio UU) – solo 3.

Na análise a longo prazo, realizada através de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, feita em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil não tecido, obtiveram-se os gráficos apresentados na Figura 4.34 e 4.35, em que estão expostas as curvas que relacionam tensão desviatória e pressão neutra com as deformações, respectivamente.

Um aumento nos valores de tensão desviatória para o solo reforçado é observado, para os diferentes níveis de confinamento, em comparação ao solo não reforçado (ver Figura 4.34). No entanto, o comportamento do solo para ambos os sistemas, se mostra muito semelhante, não sendo possível a visualização de mudanças na forma de ruptura deste, dada pela presença do reforço de geotêxtil, como para os outros casos analisados.

Figura 4.34 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 3 – tensões desviatórias.

Quanto às pressões neutras (Figura 4.35), nota-se que estas também tornaram-se maiores para o solo reforçado em comparação ao solo não reforçado.

Figura 4.35 – Resultados de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado rápido, em corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil, para o solo 3 – pressões neutras.

As envoltórias de resistência ao cisalhamento (Figuras 4.36a e 4.36b) e trajetórias de tensões (Figura 4.37 e 4.38), expostas em termos de tensões totais e efetivas, mostram que houve um paralelismo entre os valores máximos de tensões, resultando em ângulos de atrito interno parecidos, para a análise das tensões totais e,

num pequeno aumento neste parâmetro no caso do solo reforçado em relação ao não reforçado.

Quanto aos valores de coesão, nota-se que, tanto em termos de tensões totais como efetivas a coesão do solo reforçado teve um ligeiro aumento em relação ao não reforçado.

Figura 4.36 – Envolvórias de resistência para o solo 3 – ensaio CU. (a) Em termos de tensões totais. (b) Em termos de tensões efetivas.

Tabela 4.6 – Parâmetros totais e efetivos de resistência ao cisalhamento, obtidos para as diferentes configurações dos corpos prova – solo 3 (ensaio CU).

Parâmetro	Solo não Reforçado	Solo Reforçado com Geotêxtil
ϕ (°)	17,2	18,3
c (kPa)	49,1	55,3
ϕ' (°)	29,6	35,2
c' (kPa)	22,1	26,6

As trajetórias de tensões efetivas, mostradas na Figura 4.38, nos indicam que para uma mesma tensão confinante, os corpos de prova reforçados comportam-se como se houvesse um aumento desta tensão, quando são comparados aos corpos de prova não reforçados. Este fato é observado pela redução da inclinação do gráfico de trajetória de tensão do solo reforçado. Este fenômeno, verificado também para os demais solos, indica a restrição dos movimentos laterais dada pela presença dos reforços de geotêxtil nos corpos de prova.

Figura 4.37 – Trajetórias de tensões totais, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 3.

Figura 4.38 – Trajetórias de tensões efetivas, para os corpos de prova não reforçados e reforçados com geotêxtil (ensaio CU) – solo 3.

A mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foi verificada para deformações de 2, 5, 10 e 15%, sendo que a comparação destes valores está apresentada na Figura 4.39.

No caso do ângulo de atrito interno observa-se uma constância na diferença entre os seus valores referentes aos corpos de prova reforçados e não reforçados, verificando-se que sempre os valores para o solo reforçado são de maior magnitude.

Quanto à coesão nota-se que, para deformações até, aproximadamente 3%, este parâmetro apresenta-se maior para o solo não reforçado que para o reforçado

com geotêxtil. No entanto, a partir deste ponto os valores de coesão para o solo não reforçado mostram uma queda brusca, o que não ocorre com o solo reforçado, o qual sofre pequena redução deste parâmetro, mas tende a um valor constante, permanecendo com maiores magnitudes que para o solo não reforçado.

Assim como para os outros dois solos, nas análises realizadas, observou-se que o geotêxtil imprimiu ao sistema uma melhoria nas condições de resistência ao cisalhamento, principalmente quanto ao parâmetro de coesão, o qual apresentou, muitas vezes, maiores mobilizações ao longo das deformações, que para o solo não reforçado, mesmo após a ruptura dos corpos de prova.

Figura 4.39 – Comparação dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento (c' e σ') para diferentes valores de deformação (ensaio CU) – solo 3.

Os gráficos referentes à fase de adensamento do ensaio triaxial adensado rápido, para o solo 3, que relacionam variação do volume do corpo de prova com a raiz do tempo, estão expostos na Figura 4.40.

Observa-se que a variação de volume tem aumento significativo para o solo reforçado com geotêxtil em relação ao solo não reforçado. Este fato pode ter ocorrido devido à distribuição granulométrica deste solo, vista no Capítulo 3, que apesar de ser bastante argiloso, apresenta-se mal graduado, o que permitiu que a água fosse drenada pelas inclusões de geotêxtil, além dos drenos laterais.

Figura 4. 40 – Variação de volume em relação a raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G100 – solo 3.

Para verificar a contribuição na drenagem da água dos corpos de prova reforçados com geotêxtil, sem a contribuição da drenagem dada pelos drenos laterais, realizou-se, para este solo a fase de adensamento do ensaio triaxial adensado rápido. Utilizaram-se inclusões do geotêxtil denominado G300, anteriormente descrito. Utilizou-se apenas um nível de tensão para o adensamento destes corpos de prova, de 200kPa.

Os gráficos de variação de volume em relação à raiz do tempo, obtidos neste ensaio, estão apresentados na Figura 4.41.

Tem-se que o tempo de adensamento dos corpos de prova que foram envoltos por drenos laterais foi menor que para os corpos de prova sem esta drenagem, assim como para o solo 2. No entanto, percebe-se que mesmo para tensão maior, como a de 200kPa a variação de volume mostrou-se menor para o solo reforçado com o geotêxtil G300 que para o reforçado com o G100, quando se comparam as Figuras 4.41 e 4.40.

Observa-se na Figura 4.40 que a variação de volume do solo reforçado com geotêxtil resultou em duas vezes o valor da variação de volume encontrada para o solo não reforçado, para ambas as tensões confinantes analisadas. No entanto, quando se analisa a Figura 4.41, nota-se que este aumento foi de quatro vezes o valor da variação de volume do solo não reforçado para o solo reforçado com geotêxtil.

Figura 4.41 – Variação de volume em relação a raiz do tempo para corpos de prova não reforçados e reforçados com o geotêxtil G300 – solo 3.

4.4. Considerações Finais

Tendo em vista os resultados obtidos para cada material estudado, analisados individualmente, neste momento, serão realizadas comparações entre eles, e serão verificadas quais as semelhanças e diferenças apresentadas pelos sistemas e tipos de análises.

Um resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos dos ensaios triaxiais do tipo rápido, é apresentado na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova e solos estudados (ensaio UU).

Corpo de Prova	Ensaio Triaxial Rápido					
	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Não reforçado	86,4	20,5	52,6	35,3	109,4	22,0
Reforçado com alumínio	57,8	26,6	91,3	35,9	88,2	22,9
Reforçado com geotêxtil	134,2	19,4	85,6	36,5	108,87	22,0

Para a análise a curto prazo, em que se obtiveram a ruptura dos solos segundo o ensaio triaxial rápido, observou-se que, com relação aos corpos de prova reforçados com alumínio, tem-se que para o solo 1 e 3, o ganho de resistência foi praticamente nulo, ao contrário do que ocorreu com o solo 2.

Pode-se inferir que a forma de ruptura do solo 2, em que foram observadas superfícies de cisalhamento, induziu ao ganho de resistência, pois o reforço teve maiores solicitações no sentido transversal ao seu plano, o qual, para o papel alumínio, apresenta maior resistência. No caso dos solos 1 e 2, em que predominou o modo de ruptura com embarrigamento, o reforço teve maior solicitação no sentido longitudinal ao plano, o que acarretou em uma ruptura precoce do reforço e este não possibilitou o aumento da resistência do solo.

Com relação aos corpos de prova reforçados com geotêxtil, nesta mesma análise a curto prazo, observa-se que, para o solo 1 e 2 houve aumentos significativos nas tensões desviatórias registradas para os corpos de prova reforçados com geotêxtil em relação aos não reforçados, no entanto, para o solo 3 não foram observados aumentos significativos nas tensões desviatórias para o solo reforçado.

Outro fato observado, com relação aos solos reforçados com geotêxtil, é que estes reforços modificaram a condição de ruptura dos corpos de prova, para a análise a curto prazo, minimizando a característica de ruptura frágil que alguns solos apresentaram, especialmente os solos 2 e 3, ou, como para o solo 1, em que os corpos de prova reforçados, não atingiram valores de pico ou assintóticos de tensões desviatórias. Com efeito, mostrou-se que o geotêxtil imprimiu ao solo um comportamento mais dúctil na ruptura.

Os parâmetros de resistência, para análise de tensões totais, mostraram uma constância nos valores de ângulo de atrito interno, para todos os solos. Entretanto, foi observado que o parâmetro de coesão teve um aumento expressivo para os solos 1 e 2, no caso do solo reforçado com geotêxtil. Já o solo 3 não apresentou nenhuma mudança neste parâmetro.

Na avaliação da mobilização da coesão com o aumento das deformações, observou-se que este parâmetro comportou-se de maneira semelhante para todos os solos. Evidenciou-se que os valores de coesão obtidos para estes solos, na condição não reforçada, atingiram um pico, em torno de 5% de deformação para depois decrescerem.

Para o solo 1 e 3 não reforçados, observou-se ainda, que em deformações menores que 5%, encontraram-se maiores valores de coesão que para o solo reforçado com geotêxtil. No entanto, depois desta deformação (5%), notou-se que os valores de coesão para o solo não reforçado apresentaram uma redução brusca, enquanto que para o solo reforçado com geotêxtil este parâmetro tendeu a aumentar, como para o caso do

solo 1 e 2, ou reduzir (não de forma brusca), como para o solo 3, apresentando, para todos os casos, maiores valores de coesão que para o solo não reforçado.

Este comportamento mostrou que mesmo quando o solo tendeu a ruptura, a coesão continuou sendo mobilizada, permanecendo com maiores valores para o solo reforçado com geotêxtil que para o não reforçado, mesmo quando o solo já havia sofrido grandes deformações.

Para a análise a longo prazo, obteve-se a ruptura dos solos segundo o ensaio triaxial do tipo adensado rápido, em que se compararam solo não reforçado com solo reforçado com geotêxtil. Um resumo dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento obtidos neste ensaio é apresentado na Tabela 4.8, para as diferentes configurações de corpos de prova e solos estudados.

Tabela 4.8 – Resumo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para as diferentes configurações dos corpos de prova e solos estudados (ensaio CU).

Ensaio Triaxial Adensado Rápido						
Corpo de Prova	Solo 1		Solo 2		Solo 3	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
Não reforçado	29,4	30,8	38,1	34,0	22,1	29,6
Reforçado com geotêxtil	25,5	44,7	131,6	30,7	26,6	35,2

Com relação aos reforços de geotêxtil, observou-se que para o solo 1 e 2 não ocorreram rupturas nas inclusões de geotêxtil, mesmo em relação a deformações maiores (em torno de 20%), já no caso do solo 2, as tensões desviatórias na ruptura atingiram valores maiores que para os demais solos, com pequenas deformações (na ordem de 12%) e a resistência mobilizada do reforço no momento da ruptura foi pequena.

Contudo, para o solo 2, verificou-se que os geotêxteis romperam-se sob menores deformações quando se encontravam confinado pelo solo que quando não confinado. No entanto, verificou-se que a característica não confinada de resistência à tração dos reforços influenciou no comportamento do sistema, podendo, esta influência, ser negativa, como foi o caso da redução da ductilidade dos corpos de prova reforçados compactados com o solo 2, para o ensaio adensado rápido. Para tanto, é importante salientar, que o dimensionamento de estruturas de solo reforçado deve levar em conta as características de cada material, buscando a melhor compatibilidade entre elas, para que

se possa ter uma estrutura com real maior resistência e estabilidade, independente da situação analisada.

Os ganhos de resistência encontrados para o solo reforçado com geotêxtil, nesta análise, foram mais pronunciados para os solos 1 e 2 do que para o solo 3, como observado também para a análise a curto prazo. Notou-se que para o solo 1 houve aumento no ângulo de atrito interno efetivo, permanecendo a coesão constante, enquanto que para o solo 2 verificou-se uma melhoria no parâmetro de coesão efetiva. Para o solo 3 houve um pequeno aumento nos dois parâmetros efetivos.

Com o processo de adensamento, observou-se que os solos com melhor distribuição granulométrica foram os que apresentaram interação mais efetiva com os reforços de geotêxtil, pois apresentaram maiores diferenças entre os parâmetros de resistência dos solos reforçados e não reforçados. Este fato pode ser o resultado de uma aderência mais completa entre os dois materiais, devido à ocupação dos vazios do reforço de maneira uniforme, o que ocorreu com os solos 1 e 2.

Entretanto, notou-se, para todos os solos, um efeito, dado pelos reforços de geotêxtil, na restrição dos deslocamentos laterais dos corpos de prova, pois se tem nos gráficos de trajetória de tensões efetivas, para uma mesma tensão confinante, um deslocamento para a esquerda e uma redução na sua inclinação para os resultados dos solos reforçados, quando comparados aos não reforçados. Este fenômeno assemelha-se ao caso de quando se tem aumento das tensões confinantes, de um corpo de prova para outro.

Quando da análise da mobilização dos parâmetros de resistência em relação às deformações, verificou-se, para todos os solos, que a coesão relativa aos solos reforçados teve uma mobilização muito maior que para o solo não reforçado, que em geral, apresentou queda brusca de seus valores após o corpo de prova ter atingido pequenas deformações (até 5%).

Dessa forma, observou-se que o geotêxtil imprimiu ao solo uma melhoria nas condições de resistência, principalmente com respeito ao parâmetro de coesão, o qual teve mobilizações até mesmo para deformações maiores que aquela correspondente à ruptura do corpo de prova reforçado.

Quanto à drenagem da água dos solos dada pelos reforços de geotêxtil, foi possível inferir, por meio das curvas de adensamento, que houve uma melhoria neste aspecto, que variou também conforme o tipo de solo. Observou-se que para os solos

mais bem graduados, como o solo 1 e 2 esta melhoria foi muito pequena ou nula, no entanto para o solo 3, com granulometria não uniforme, a drenagem da água dos solos, dada pelo geotêxtil, foi mais evidente.

Observou-se também que quando foi utilizado o geotêxtil mais espesso a variação de volume teve maior magnitude para o solo reforçado com geotêxtil, em relação ao solo não reforçado, que a variação de volume encontrada para o solo reforçado com o geotêxtil de menor espessura, especialmente para o solo 3.

Capítulo 5 – Conclusão

Esta dissertação apresentou uma investigação sobre o comportamento de solos não convencionais quando associados com reforços extensíveis e permeáveis e inextensíveis e impermeáveis. O programa de ensaios permitiu a observação da mudança no comportamento dos solos frente ao uso de ambos os tipos de inclusão, além disso, foi possível verificar a melhoria dada pelas inclusões permeáveis na drenagem da água dos corpos de prova.

Com base nos resultados dos ensaios de compressão triaxiais do tipo rápido foi possível verificar o comportamento dos solos reforçados em situação de curto prazo, segundo esta análise têm-se as seguintes conclusões:

- Com respeito aos parâmetros de resistência ao cisalhamento na ruptura dos solos reforçados com alumínio, observou-se que para os solos mais argilosos (solos 1 e 3) houve um decréscimo nos valores de coesão em relação ao solo sem reforço. No entanto, para o solo 2 (arenoso) ocorreu um aumento significativo deste parâmetro. Sendo que os valores de ângulo de atrito interno, para os três solos, permaneceram praticamente constantes.

Isto pode ter ocorrido pela existência de superfícies de cisalhamento nos corpos de prova, o que induziu a ruptura do alumínio na direção transversal ao seu plano, na qual este possui maior resistência, ou que apresenta maiores deformações para chegar a ruptura. Este fenômeno não ocorreu com os outros dos solos reforçados, visto que a ruptura do reforço de alumínio se deu no sentido longitudinal ao plano, dado pelo modo de ruptura dos solos 1 e 2, que resultou no embarrigamento dos corpos de prova.

- Para os corpos de prova reforçados com geotêxtil observou-se que os solos 1 e 2 apresentaram aumentos expressivos no parâmetro de coesão, já para o solo 3 não foi observado este mesmo comportamento.

- Quanto ao comportamento dos solos na ruptura, com relação às curvas tensão desviatória x deformação, observou-se para todos os solos, que o reforço de geotêxtil imprimiu ao solo uma maior ductilidade, mesmo para aqueles que já apresentavam este comportamento (caso do solo 1).
- O acréscimo nos valores de tensão desviatória registrados para o solo reforçado com geotêxtil em relação ao não reforçado foi observado para todos os solos. Entretanto, para os solos 1 e 2 foi verificado um ganho de resistência mais expressivo, principalmente em termos de coesão. Este fato pode ser atribuído à distribuição granulométrica destes dois solos, visto que são bem graduados, ocorrendo maior aderência destes ao geotêxtil do que para o solo 3.
- Quando da avaliação da mobilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento ao longo de diferentes valores de deformação, evidenciou-se que a mobilização da coesão para o solo não reforçado ocorreu para valores de pico e em relação a pequenas deformações, no entanto, no caso dos solos reforçados com geotêxtil observou-se que este parâmetro teve uma mobilização contínua ao longo das deformações sem apresentar redução brusca, exibindo maiores valores que para o solo não reforçado e reforçado com alumínio.

Os resultados dos ensaios de compressão triaxiais do tipo adensado rápido mostraram o comportamento dos solos reforçados na situação de longo prazo, segundo esta análise concluiu-se que:

- Quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento um ganho de resistência foi verificado para todos os solos, evidenciando-se que os solos 1 e 2, assim como para a análise a curto prazo, apresentaram ganhos mais expressivos que o solo 3. No entanto, os materiais exibiram um comportamento diferenciado, sendo que os ganhos de resistência ora foram pronunciados em termos de ângulo de atrito interno, ora em termos de coesão.
- Verificou-se que os geotêxteis modificaram o comportamento do solo durante o processo de cisalhamento, melhorando, na maioria das vezes, a condição de ruptura destes. Quando o solo 2 foi ensaiado verificou-se a ruptura dos reforços de geotêxtil, que ocorreu a menores deformações que quando ensaiado em condição não confinada. Este fato nos mostra que, na determinação dos materiais para o projeto de estruturas de solo reforçado, deve-se levar em conta as características de cada material, buscando a

melhor compatibilidade entre elas, para que se possa ter uma estrutura com real maior resistência e estabilidade, independente da situação analisada.

- A análise dos parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento, determinados para diferentes deformações, mostrou uma mobilização maior da coesão obtida para o solo reforçado com geotêxtil que para o solo não reforçado, para todos os solos estudados.
- Observou-se que os reforços de geotêxtil restringiram os movimentos laterais das camadas de solo compactadas. Este fenômeno foi verificado pela forma com que as trajetórias de tensões efetivas se apresentaram, em que se evidenciou, para uma mesma tensão confinante, um comportamento semelhante ao que se tem quando há aumento desta tensão. O aspecto dos corpos de prova ao final dos ensaios também mostrou este fato.
- Quanto à drenagem da água dos solos, dada pelos reforços de geotêxtil, observou-se que para os solos mais bem graduados, como o solo 1 e 2 esta melhoria foi muito pequena ou nula, no entanto, para o solo 3 a drenagem da água dos solos, dada pelo geotêxtil, foi mais evidente.
- Observou-se que o solo argiloso laterítico (solo 1) apresentou uma interação mais efetiva com os reforços de geotêxtil, que foi evidenciada pelos ganhos de resistência ao cisalhamento do solo reforçado e mobilização dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito). O solo arenoso (solo 2), de comportamento não laterítico, também apresentou um bom desempenho quando reforçado, visto que era um material de elevada resistência ao cisalhamento. No entanto, o solo argiloso não laterítico comportou-se de maneira pouco satisfatória, apresentando pequenos ganhos de resistência. Assim, pode-se inferir que o solo argiloso laterítico apresentou um comportamento semelhante ao solo arenoso, enquanto que o solo argiloso não laterítico mostrou-se com comportamento de um solo argiloso propriamente dito.

Referências

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL (2002). *Standard specification of highway bridges*. 17thed. Washington.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995). *D 882 – 95a*: Standard test method for tensile properties of thin plastic sheeting. New York.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *NBR 9180* - Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

_____. (1984). *NBR 6508* - Grãos de solo que passam na peneira 4,8mm: determinação de massa específica. Rio de Janeiro.

_____. (1984a). *NBR 7181* - Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro.

_____. (1984b). *NBR 6459* - Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

_____. (1984c). *NBR 7182* - Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

_____. (1986). *NBR 9286* - Terra armada: especificação. Rio de Janeiro.

_____. (1992). *NBR 12568* - Solo: determinação da gramatura. Rio de Janeiro.

_____. (1993). *NBR 12824* - Geotêxteis: determinação de resistência à tração não confinada: ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro.

_____. (2000). *NBR 14545* - Solo: determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro.

_____. (2001). *Projeto de norma 02:15319 – 014* - Geossintéticos: determinação da capacidade de fluxo no plano. Rio de Janeiro.

AZAMBUJA, E.; STRAUSS, M.; BERNARDES, J. (2001). Alguns casos históricos de contenção em solo reforçado com geossintéticos no Rio Grande do Sul. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 3., 2001, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABMS. 1 CD-ROM.

BARAS, L.C.S. (2001). *Estudo da fluência em geotêxteis através de ensaios não confinados convencionais e acelerados*. 116p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

BENJAMIM, C.V. (2004). *Avaliação experimental e numérica de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Relatório final auxílio pesquisa nº: 02/00564-7.

BERGADO, D.T. et al. (1993). Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, Barking Essex, v.12, n.4, p.327-349.

BRITISH STANDARD (1995). *BS 8006: Code of practice for strengthened /reinforced soils and other fills*.

BRUGGER, P.J.; MONTEZ, F.T. (2003). Muros de contenção em solo reforçado com geogrelhas e blocos segmentais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, 4., 2003, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre: ABMS/IGS. 1 CD-ROM.

BUENO, B.S.; VILLAR, O.M. (1985). *Mecânica dos solos*. Viçosa: Universidade de Viçosa. Apostila

CARVALHO, P.A.S.; PEDROSA, J.A.B.A.; WOLLE, C.M. (1986). Aterro reforçado com geotêxtil – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* São Paulo: ABMS. p.169-178.

CHRISTOPHER, B.R.; ZORNBERG, J.G.; MITCHELL, J.K. (1998). Design guidance for reinforced soil structures with marginal soil backfills. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6., 1998, Atlanta. *Proceedings...* [S.l.:s.n.]. p.797-804.

COSTA, C.M.L. (1999). *Fluência de geotêxteis*. 97p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.S. (1993). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.16, n.2, p.77-91, ago.

CRUZ, P.T. (1996). *100 barragens brasileiras*. São Paulo: Oficina de Textos.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). *ME 258: Solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV*. São Paulo.

_____. (1994a). *ME 2568: Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*. São Paulo.

EHRlich, M.; VIANNA, A.J.D.; FUSARO, F. (1994). Comportamento de um muro de solo reforçado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. *Anais...* São Paulo: ABMS. p.819-824.

EHRlich, M.; VIDAL, D.; CARVALHO, P.A. (1997). Performance of two geotextile reinforced soil slopes. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rotterdam: Balkema. p.415-420.

EL NAGGAR, M.E.; KENNEDY, J.B; IBRAHIM, E.M. (1997). Mechanical properties of reinforced soil. *Engineering*, London, v.28, n.3, p.275-286.

GODOY, H.; NOGAMI, J.S.; CARVALHO, A.C. (1994). Procedimentos para caracterização geotécnica de perfis em solos de granitos e gnaisses, para obras viárias. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.17, n.1, p.31-44, abr.

GOMES, R.C.; MARTINS, C.C. (2002). Design and analysis of geotextile-reinforced soil structures in highway applications in Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 7., 2002, Nice. *Proceedings...* Rotterdam: A.A.Balkema. p.293-286.

JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W.E. (1989). Deformation calculations for reinforced soil wall. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rotterdam: A.A.Balkema. p.1257-1262.

LAMBE, T.; WHITMAN, R. (1979). *Soil mechanics*. New York: John Wiley.

MINEIRO, A.J.C. (1978). *Mecânica dos solos e fundações*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa.

MITCHELL, J.K.; ZORNBERG, J.G. (1995). Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part II: Case histories and applications. *Geosynthetics International*, v.2, n.1, p.265-307.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: UFRJ. p.30-40.

PINTO, C.P.; OLIVEIRA, L.C.D. (1995). Execução de muros de solo reforçado com geotêxtil nas encostas de Petrópolis. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS, 2., 1995, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABMS. p.71-80.

RIBEIRO, T.S.M.T.; VINCENZO JUNIOR, M.C.; PIRES, J.V. (1999). Comportamento do aterro de solo reforçado da encosta do Belvedere. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9., 1999, São Pedro. *Panorama da Geologia de Engenharia: boletim de resumos...* São Paulo: ABGE. 1 CD-ROM.

SCHLOSSER, F.; BUHAN, P. (1990). Theory and design related to the performance of reinforced soil structures. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, 1990, Glasgow. *Performance of reinforced soil structures: proceedings...* London: Thomas Telford. p.1-14.

SIGNER, S. (1994). Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.17, n.1, p.75-78, ago.

SILVA, A.G.; DINIZ, H.N. (2001). Obras de contenção de escorregamento em encosta da Colônia SAA, município de Campos do Jordão, SP. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE CONTROLE DA EROSÃO, 7., 2001, Goiânia. *Anais...* São Paulo: ABGE. 1 CD-ROM.

_____. (2004). Deslizamentos e obras de contenção de encostas em Campos do Jordão-SP. *Téchne*, São Paulo, n.83, p.56-60, fev.

TAN, S.A. et al. (2001). Large-scale drainage behavior of composite geotextile and geogrid in residual soil. *Geotextiles and Geomembranes*, Barking Essex, v.19, n.3, p. 163-176, abr.

TATSUOKA, F.; YAMAUCHI, H. (1986). A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile. *Geotextiles and Geomembranes*, Barking Essex, v.4, n.3-4, p.241-268.

TATSUOKA, F. et al. (1990). Reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, 9., 1990, Glasgow. *Performance of reinforced soil structures: proceedings...* London: Thomas Telford. p.141-146.

THAMM, B.R. (1990). Theory and design related to the performance of reinforced soil structures. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, 9., 1990, GLASGOW. *Performance of reinforced soil structures: proceedings...* London: Thomas Telford. p.15-20.

U. S. DEPARTAMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. National Highway Institute. Office of Bridge Technology (2001). *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design e construction guidelines*.

VARGAS, M. (1985). The concept of tropical soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOIL, 1985, Brasília. *Proceedings...* São Paulo: ABMS. v.3, p.101-134.

VERTEMATTI, J.C. (2004). Aplicações em reforço de solos. In: _____. *Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Edgard Blücher. Cap.4, p.63-174.

VIDAL, D. et al. (1990). Análise de uma estrutura de solo reforçado através de ensaios de laboratório e instrumentação de campo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9., Salvador. *Anais...* São Paulo: ABGE/ABMS. p.35-43.

VIDAL, H. (1969). The principal of reinforced earth. *Highway Research Record*, Washington, n.282, p.1-16.

ZORNBERG, J.G.; MITCHELL, J.K. (1994). Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interaction and functions. *Geosynthetics International*, v.1, n.2, p.103-147.