JULIO ANTONIO ZAMBRANO FERREIRA

**Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de
arrancamento em equipamento de pequenas dimensões**

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

Área de Concentração: Geossintéticos
Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos

2007

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, José Ferreira da Silva e Anita Maria Zambrano Acuña, pelo amor, carinho, apoio institucional aos meus estudos e incentivo ao aprendizado contínuo. Pais que admiro, respeito e terei enorme gratidão por toda minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Benedito Bueno, pelo aprendizado, orientação, amizade, paciência e confiança em meu trabalho.

Ao Prof. Jorge Zornberg, pelas contribuições, apoio, ajuda e incentivos dados.

Aos meus colegas do Departamento de Geotecnia e amigos para toda vida, principalmente àqueles de maior convívio diário e que ajudaram a posicionar e/ou retirar a caixa de arrancamento da máquina universal de ensaios.

Aos técnicos do Dept. Geotecnia, Clever, Silvio, Oscar e Zé Luis. Pela grande ajuda na etapa experimental de meu trabalho. À Maristela pela sempre disposta ajuda administrativa. Ao Marcus, estagiário do Laboratório de Geossintéticos, pela ajuda nos ensaios de tração em geogrelhas. A Camilla e, principalmente, ao Danilo, pela grande ajuda na impressão deste trabalho.

À Escola de Engenharia de São Carlos pela oportunidade de realização do curso de mestrado.

Ao CNPq, pela concessão de bolsa de mestrado.

“Sábio é aquele que aprende com os outros”.

Autor desconhecido

RESUMO

FERREIRA, J. A. Z. (2007). **Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões**. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo da eficiência de diferentes geossintéticos no reforço de base de pavimentos de obras viárias com ensaios de arrancamento de pequeno porte. Utilizou-se geogrelhas de polipropileno, poliéster e de fibra de vidro e geotêxtil tecido de polipropileno. Um solo com 58% de argila (subleito) e um pedregulho areno-siltoso (camada de base) foram empregados. Os ensaios de arrancamento foram executados com diferentes combinações entre solos e geossintéticos. Nestes foi utilizado um novo sistema de medida direta de deslocamentos ao longo da inclusão com sensores óticos a laser. Além de analisar os resultados com curvas força de arrancamento x deslocamentos, foi possível utilizar gráficos rigidez x deformação para determinar o melhor geossintético no reforço de base de pavimentos. Como o corpo-de-prova de geossintético é de tamanho reduzido, garante-se a mobilização completa do reforço durante o ensaio de arrancamento e assim, é possível obter a deformação do mesmo. A abertura frontal da caixa de arrancamento tem influência no valor da força máxima ao arrancamento registrada no ensaio. Os resultados mostram que a interação solo-reforço é mais importante que a rigidez não-confinada do geossintético no comportamento do material em situação de confinamento no interior do maciço de solo. Observou-se que a resistência de junta, a geometria e o agulhamento da geogrelha, além da granulometria do solo, afetam a rigidez inicial do sistema. A melhor opção para os solos e geossintéticos estudados segue a seguinte ordem: (1) geogrelha de polipropileno, (2) geogrelha de poliéster, (3) geotêxtil tecido de polipropileno e (4) geogrelha de fibra de vidro.

Palavras-chave: Reforço de base de pavimentos, Ensaio de arrancamento, Geossintéticos, Geogrelha de fibra de vidro.

ABSTRACT

FERREIRA, J. A. Z. (2007). **Pavements reinforcement study using small dimensions pullout equipment.** 112p. Dissertation (Master) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

This work presents an evaluation of various geosynthetics efficiency in reinforced base course of road pavements using small scale pullout tests. It was used polypropylene, polyester and glass fiber geogrids and polypropylene woven geotextile. A soil with 58% of clay (subgrade), and a sandy-silty gravel (base course) were used. The pullout tests were conducted with different combinations among soils and geosynthetics. In these tests, a new system of direct measurement of inclusion displacements with laser optical sensors was used. Beyond analyzing the results with curves pullout force x displacements, it was possible to use graphics rigidity x deformation” in order to determinate the best geosynthetic in base course reinforcement. As the geosynthetic specimen is of small size, the complete mobilization of the reinforcement is guaranteed and, therefore, it is possible to obtain its deformation. The frontal aperture of the pullout box influences the maximum pullout resistance. The results show that the soil-reinforcement interaction is more important than the unconfined rigidity of the geosynthetic on the material behavior in confinement situation inside the soil block. The joint resistance, the geogrid geometry and its nailing, besides the soil particles size, affect the initial system rigidity. Therefore, they are important for base course reinforcement of road pavements. The results showed that the best option for the soils and geosynthetics studied are in the following order: (1) polypropylene geogrid, (2) polyester geogrid, (3) polypropylene woven geotextile and (4) glass fiber geogrid.

Keywords: Base course reinforcement of road pavements, Pullout tests, Geosynthetics, Glass fiber geogrid.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Critério de ruptura de pavimentos. (a) Carregamento estático. (b) Carregamento cíclico. Fonte: Adaptado de Jewell (1996).	21
Figura 2. Reforço de base de pavimentos não-revestidos. (a) Definições e geometria do pavimento. (b) Solicitações no subleito no caso não-reforçado. (c) Ação do reforço. Fonte: Adaptado de Jewell (1996).	24
Figura 3. Cálculo da espessura da camada granular na base no pavimento e a economia gerada com a inserção de reforço de geotêxtil: Influência da rigidez e vida útil requerida para a estrutura. Fonte: Adaptado de Giroud e Noiray (1981).	27
Figura 4. Ruptura em pavimentos não-revestidos reforçados e não-reforçados sujeitos ao tráfego. Fonte: Webster e Watkins (1977 apud Jewell, 1996).	27
Figura 5. Ensaios cíclicos em pavimentos com capa asfáltica e reforço de base. (a) Deformação permanente na superfície (afundamento de trilha de roda), Ensaio 2. (b) Deformação permanente na superfície, Ensaio 3. Fonte: Adaptado de Haas (1984, apud KOERNER, 1999) e Abd El Halim, Haas e Chang (1987).	30
Figura 6. Correlação entre espessura de base reforçada e não-reforçada para melhor posicionamento da geogrelha como material de reforço. Fonte: Adaptado de Carrol, Walls e Haas (1987).	31
Figura 7. Ensaios para avaliação da interação solo-reforço. (a) Solicitações em maciço de solo reforçado. (b) Ensaio de arrancamento. (c) Ensaio de cisalhamento direto (geotêxteis). (d) Ensaio de cisalhamento direto (geogrelha). Fonte: Adaptado de Jewell (1996).	33
Figura 8. Ensaio de arrancamento de campo realizado em muro de solo reforçado localizado em Cingapura. Fonte: Adaptado de Wei et al. (2002).	34
Figura 9. Equipamento de ensaio de arrancamento de grande porte de Ochiai et al. (1996). Fonte: Adaptado de Ochiai et al. (1996).	37
Figura 10. Equipamento para ensaio de arrancamento de pequeno porte desenvolvido por Nakamura et al. (2003). Fonte: Adaptado de Nakamura et al. (2003).	39
Figura 11. Equipamento de arrancamento de pequeno porte de Ju et al. (2006). Fonte: Ju et al. (2006).	40
Figura 12. Caixa para ensaios de arrancamento de pequeno porte de Teixeira (2003). Fonte: Teixeira (2003).	40
Figura 13. Equipamento de grandes dimensões para ensaios de arrancamento utilizado por Teixeira (2003). Fonte: Teixeira (2003).	41

Figura 14. Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento. Fonte: Adaptado de Koerner (1999).	43
Figura 15. Considerações no cálculo do coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e do coeficiente de aderência (α_b). (a) Definições da geometria do reforço. (b) Esquematização da análise da resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais. Fonte: Adaptado de Jewell (1996).	46
Figura 16. Curvas "Força de arrancamento x deslocamentos de várias junções" obtidas por Ochiai et al. (1996). Fonte: Adaptado de Ochiai et al. (1996).	47
Figura 17. Distribuição dos deslocamentos ao longo da geogrelha durante ensaio de arrancamento de grande porte. Fonte: Adaptado de Teixeira, Bueno e Zornberg (2007).	48
Figura 18. Tensões normais localizadas nas proximidades da interface solo-geogrelha durante ensaio de arrancamento de grande porte. (a) Medidas de células de tensão total localizadas entre membros transversais. (b) Medidas de células de tensão total posicionadas entre membros longitudinais. Fonte: Adaptado de Teixeira, Bueno e Zornberg (2007).	50
Figura 19. Mecanismo de interferência entre membros transversais da geogrelha. (a) Interação entre solo e elementos transversais da geogrelha. (b) Redução da resistência passiva de um elemento transversal ao adentrar uma zona de perturbação. Fonte: Adaptado de Palmeira (2004).	50
Figura 20. Seqüência esquemática de eventos durante arrancamento de inclusões planares: (a) Resposta carga-deformação. (b) Sem interface de deslizamento. (c) Frente ativa de deslizamento (rompimento de vínculo em uma direção). (d) Frentes ativa e passiva de deslizamento (rompimento de vínculo em duas direções). (e) Deslizamento total. Fonte: adaptado de Abramento e Whittle (1995).	52
Figura 21. Efeito da sobrecarga. (a) Curvas de deslocamentos ao longo do geossintético. (b) e (c) Curvas "Força de arrancamento x deslocamento". Fonte: (a) Adaptado de Farrag, Acar e Juran (1993). (b) Adaptado de Ochiai et al. (1996).	53
Figura 22. Proposta de Alfaro et al. (1995) de interação solo-reforço baseado na dilatação restringida. (a) Tensões cisalhantes e deformações mobilizadas no solo adjacente ao reforço. (b) Distribuição das tensões normais no reforço. Fonte: Adaptado de Alfaro et al. (1995).	54
Figura 23. Perspectiva da caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento.	59
Figura 24. Medidor de deslocamentos a laser e seus componentes. (a) Vista geral do equipamento; (b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores; (c) Sensores óticos e braços de posicionamento dos mesmos.	60
Figura 25. Curvas granulométricas dos solos utilizados na pesquisa com representação dos valores de D_{max} e D_{85} do solo recomendados pela ASTM D6706, para utilização na caixa de arrancamento de pequenas dimensões.	61
Figura 26. Equipamento utilizado para a compactação do solo no interior da caixa de testes. (a) Compactador pneumático "Bosch"; (b) Sapata quadrada com 150 mm de aresta que é acoplada ao equipamento.	62

Figura 27. Geossintéticos utilizados na pesquisa. (a) GG PP; (b) GT PP; (c) GG FV; (d) GG PET	64
Figura 28. Layout do ensaio de arrancamento de pequenas dimensões. a) Posicionamento da caixa de testes. b) Posicionamento do transdutor de deslocamentos a laser.	65
Figura 29. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 1. b) Ensaio 2.	68
Figura 30. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6.	68
Figura 31. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 19. b) Ensaio 20.	68
Figura 32. Ancoramento de geogrelha na saída da caixa de testes. Foto traseira do ensaio 21.	69
Figura 33. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 3. b) Ensaio 4.	72
Figura 34. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 7. b) Ensaio 8.	72
Figura 35. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 11. b) Ensaio 12.	72
Figura 36. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 15. b) Ensaio 16.	73
Figura 37. Geogrelha de fibra de vidro com escorregamento dos membros transversais (evidenciando a baixa resistência de junta) e ruptura em vários pontos após ensaio de arrancamento com solo argiloso (subleito) na camada inferior e pedregulho areno-siltoso (base) na camada superior, sobrecarga de 21 kPa.	75
Figura 38. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6.	76
Figura 39. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 9. b) Ensaio 10.	76
Figura 40. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 13. b) Ensaio 14.	77
Figura 41. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 17. b) Ensaio 18.	77
Figura 42. Fotos da geogrelha FV após o ensaio 28 que evidenciam a baixa resistência de junta do material. (a) Vista geral do corpo-de-prova mostrando o padrão de deslizamento similar de todos os membros transversais, com desconexão total dos dois últimos membros. (b) Detalhe do corpo-de-prova que mostra as posições originais e finais dos pontos de medida deslocamentos.	78
Figura 43. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 19. b) Ensaio 20.	80
Figura 44. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 21. b) Ensaio 22.	81
Figura 45. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 23. b) Ensaio 24.	81
Figura 46. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 25. b) Ensaio 26.	81
Figura 47. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação dos Ensaios 3, 7, 11 e 15 (sobrecarga 7 kPa).	83

Figura 48. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_C) x Deformação dos Ensaios 4, 8, 12 e 16 (sobrecarga 21 kPa).....	84
Figura 49. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_C) x Deformação dos Ensaios 5, 9, 13 e 17 (sobrecarga 7 kPa).....	86
Figura 50. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_C) x Deformação dos Ensaios 6, 10, 14 e 18 (sobrecarga 21 kPa).....	86
Figura 51. Amostra virgem da geogrelha PET, antes do teste, ensaiada no sentido transversal de fabricação com variação geométrica.....	87
Figura 52. Comparações entre Módulo de rigidez não-confinado (J_N) e confinado (J_C) dos geossintéticos utilizados na pesquisa. a) Geogrelha PP L e Ensaios 3 e 4. b) Geogrelha PET L e Ensaios 7 e 8. c) Geotêxtil PP L e Ensaios 11 e 12.	89
Figura 53. Comparação entre Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da geogrelha PP T e Módulo de rigidez confinado (J_C) dos Ensaios 2 e 6 (sobrecarga 21 kPa.	91
Figura 54. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Polipropileno (GG PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	92
Figura 55. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Poliéster (GG PET). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.....	92
Figura 56. Resultados dos ensaios de tração do Geotêxtil de Polipropileno (GT PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	93
Figura 57. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Fibra de Vidro (GG FV). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	93
Figura 58. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Fibra de Vidro (GG FV). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	94
Figura 59. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Polipropileno (GG PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	94
Figura 60. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Poliéster (GG PET). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	95
Figura 61. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) do Geotêxtil de Polipropileno (GT PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	95
Figura 62. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) dos geossintéticos utilizados na pesquisa. a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal.	96
Figura 63. Envoltórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 1 e 2. (b) Ensaios 5 e 6. (c) Ensaios 19 e 20.....	99
Figura 64. Envoltórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 3 e 4. (b) Ensaios 7 e 8. (c) Ensaios 11 e 12. (d) Ensaios 15 e 16.....	100

Figura 65. Envoltórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 5 e 6. (b) Ensaios 9 e 10. (c) Ensaios 13 e 14. (d) Ensaios 17 e 18.....	101
Figura 66. Envoltórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 19 e 20. (b) Ensaios 21 e 22. (c) Ensaios 23 e 24. (d) Ensaios 25 e 26.....	102
Figura 67. Geometria da Geogrelha de Fibra de Vidro.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Funções do geotêxtil em rodovias não-pavimentadas associadas aos valores de CBR do solo de subleito.	20
Tabela 2.2 - Características de alguns equipamentos de ensaios de arrancamento relatados na literatura. Fonte: Adaptado de Kakuda (2005). Nota: H – Altura; L – Largura; C – Comprimento.	36
Tabela 2.3 – Relações entre as medidas da caixa de arrancamento e o material e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético) recomendadas pela ASTM D 6706. Nota: L – Largura; C – Comprimento; H – Altura.	38
Tabela 2.4 – Resultados de ensaios de arrancamento em equipamentos de grande e de pequeno porte. Fonte: Kakuda, Bueno e Teixeira (2006).	41
Tabela 3.1 – Propriedades dos solos utilizados na pesquisa.	62
Tabela 3.2 - Características dos geossintéticos utilizados na pesquisa.	63
Tabela 4.1 - Configurações dos ensaios de arrancamento.	67
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de danos de instalação da geogrelha de fibra de vidro. Nota: FV – Fibra de vidro; T_{ult} – Resistência última à tração; C_v – Coeficiente de variação; ϵ_{rupt} – Deformação na ruptura; Long – Longitudinal (sentido de fabricação); Transv – Transversal (sentido de fabricação).	75
Tabela 4.3 – Valores do ângulo de atrito (δ) e adesão (α) de interface obtidos com as envoltórias dos ensaios de arrancamento.	98
Tabela 4.4 – Cálculo do coeficiente de aderência (α_b) para os ensaios realizados.	103

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 Objetivos	16
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 REFORÇO DE BASE DE PAVIMENTOS.....	19
2.1.1 Pavimentos com revestimento primário.....	19
2.1.2 Pavimentos com capa asfáltica	29
2.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	32
2.2.1 Ensaios de arrancamento de grande e pequeno porte em laboratório e ensaios de campo.....	34
2.3 INTERAÇÃO SOLO-GEOSINTÉTICO.....	42
2.3.1 Fatores que influenciam as condições de contorno de ensaios de arrancamento	52
3 MATERIAIS E MÉTODOS	58
3.1 INTRODUÇÃO	58
3.2 CAIXA PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE....	58
3.3 SOLOS UTILIZADOS NA PESQUISA	61
3.4 GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL	63
3.5 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	64
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	66
4.1 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	66
4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE APLICADOS AO REFORÇO DE BASE DE PAVIMENTOS	82
4.2.1 Módulo de Rigidez Não Confinado (J_N) x Módulo de Rigidez Confinado (J_C)	87

4.3 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO COM O COEFICIENTE DE ADERÊNCIA (α_b) PROPOSTO POR JEWELL (1996).	97
5 CONCLUSÕES	106
REFERÊNCIAS.....	108

1 INTRODUÇÃO

O uso de geossintéticos na engenharia civil vem crescendo continuamente há décadas no Brasil e no mundo. Isto ocorre porque são produtos versáteis e podem ser utilizados com diversas funções. Dentre estas, destaca-se o uso como reforço, drenagem, separação e filtração. Na função de reforço, é comum o emprego de geotêxteis e geogrelhas em muros de solo reforçado, taludes íngremes, aterros sobre solos moles, aterros estaqueados, reforço de solos de cobertura de aterros sanitários, reforço de base de pavimentos e da capa asfáltica em pavimentos flexíveis, por exemplo.

Os geossintéticos estão sendo cada vez mais empregados nestes tipos de obras por diminuírem custos de materiais, tempo de execução e, muitas vezes, também ajudam na minimização de impactos ambientais. Além disso, possibilitaram soluções que tornaram possível a construção civil em situações que, anteriormente, eram inviáveis economicamente ou exigiam intervenções complexas. Um exemplo disto é a construção de aterros e estradas sobre solos moles.

Entretanto, a interação solo-geossintético ainda não está totalmente elucidada. A cada dia surgem novas propostas e descobertas sobre o assunto. O entendimento do mecanismo de mobilização do geossintético é fundamental para a elaboração de métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado econômicas e confiáveis.

O conhecimento sobre o desempenho e metodologias de dimensionamento de reforço de base de rodovias são fundamentados, principalmente, em conhecimento empírico. Porém, também existem propostas que possuem fundamentos teóricos e estão continuamente em desenvolvimento.

O estudo da interação solo-geossintético por meio de ensaios de arrancamento é tradicional na literatura. Além disso, estes ensaios fornecem parâmetros de projeto de obras de solo reforçado. Os ensaios de arrancamento são realizados tanto em campo quanto em laboratório. Estes últimos podem ser executados em equipamentos de grande ou de pequeno porte. Os primeiros são amplamente utilizados na literatura. Entretanto, são dispendiosos e necessitam de considerável volume de solo, em torno de $0,5 \text{ m}^3$. Ensaios em equipamento de pequenas dimensões são vantajosos por serem expeditos e de baixo custo. Em média, durante o tempo necessário na preparação e execução de um ensaio de arrancamento de grande porte, seis testes em pequeno porte são executados.

A análise dos resultados dos ensaios de arrancamento é, basicamente, voltada para a aplicação em muros de solo reforçado e aterros sobre solos moles no cálculo do comprimento de ancoragem. Nestes tipos de estruturas, o principal interesse é a resistência máxima ao arrancamento que a inclusão oferece. Porém, em reforço de base de obras viárias, este não é o maior aspecto de interesse. Nesta aplicação, a rigidez do sistema solo-reforço é fundamental, pois pequenas deformações já podem inviabilizar o uso do pavimento.

Assim, o uso de ensaios de arrancamento para estudo da interação solo-geossintético no reforço de base de pavimentos é de grande utilidade. Entretanto, os resultados devem ser analisados em relação à rigidez inicial do sistema durante os ensaios, além da resistência ao arrancamento.

1.1 Objetivos

Diante do exposto acima, esta pesquisa possui os seguintes objetivos:

- analisar a diferença entre a rigidez confinada e não-confinada dos geossintéticos e a relação entre ambas no desempenho dos materiais como reforço de base de pavimentos;
- determinar qual o melhor geossintético dentre os empregados na pesquisa na aplicação como reforço de base de obras viárias;
- implementação de sistema de medida direta dos deslocamentos ao longo do geossintético durante ensaio de arrancamento em equipamento de pequeno porte do Laboratório de Geossintéticos da EESC/USP;
- realização de ensaios de arrancamento para avaliação do uso de solo com partículas de diâmetro máximo maiores que 2 mm na caixa de pequenas dimensões citada acima. Kakuda (2005) e Kakuda, Bueno e Teixeira (2006) demonstraram a confiabilidade e eficiência deste equipamento em reproduzir os mesmos resultados de equipamentos de grande porte limitando em 2 mm o diâmetro máximo do solo a ser utilizado nos testes. Pretende-se, futuramente, comparar os resultados dos ensaios de arrancamento, realizados na presente pesquisa, com os resultados de ensaios de grande porte que estão em andamento na Universidade do Texas em Austin;
- realizar análise dos ensaios de arrancamento com o coeficiente de aderência proposto por Jewell (1996), comparando com o comportamento observado

nestes ensaios. Este coeficiente de Jewell (1996) é bastante didático, e servirá para estudo da influência das parcelas de contribuição do atrito entre solo-superfície sólida do geossintético e da resistência passiva na resistência ao arrancamento dos geossintéticos estudados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O uso de geossintéticos em obras viárias é cada vez mais comum. Eles podem ser utilizados tanto no reforço de base quanto no reforço da capa asfáltica de pavimentos flexíveis. Dentre as vantagens da utilização de geossintéticos neste tipo de aplicação, pode-se citar: aumento da vida útil do pavimento, retardamento da propagação e diminuição do número de trincas, economia de material granular com a diminuição da espessura da camada de base, possibilita a construção de estradas sobre terrenos com solo mole e prevenção da contaminação da camada de base por finos do solo de subleito, por exemplo.

Diante de sua importância e desenvolvimento tecnológico, a técnica de reforço de pavimentos com geossintéticos necessita, cada vez mais, de maiores estudos para o entendimento dos mecanismos de solicitação destas estruturas. Isto refletirá no surgimento de novos métodos de dimensionamento e aprimoramento dos já existentes. Para tanto, é essencial o conhecimento da interação do geossintético com o solo circundante.

Os ensaios de arrancamento em laboratório são uma excelente ferramenta para o estudo da interação solo-reforço. Além de serem práticos, permitem a comparação entre diferentes configurações de solos e geossintéticos sem grandes custos, em relação aos ensaios de campo. Estes ensaios são tradicionalmente utilizados, com o objetivo de fornecer parâmetros de projeto para o cálculo do comprimento de ancoragem em obras de aterros sobre solos moles ou muros de solo reforçado, por exemplo. Entretanto, nada impede que sejam utilizados na

análise para reforço de base de pavimentos. Assim, mais importante que avaliar a resistência máxima ao arrancamento, deve-se observar a rigidez que o geossintético confere ao sistema na fase inicial do ensaio de arrancamento.

2.1 REFORÇO DE BASE DE PAVIMENTOS

O estudo do reforço de base de obras viárias pode ser dividido em duas vertentes: pavimentos com revestimento primário e pavimentos com revestimento flexível (asfalto) ou rígido (concreto). Os mecanismos de solicitação do reforço e os benefícios que este traz a essas estruturas são, de certa forma, parecidos. A grande diferença entre rodovias com revestimento primário e capa asfáltica é a profundidade admissível para as marcas de trilhas de rodas. Isto é decisivo para as diferenças entre os mecanismos de solicitação do reforço nessas estruturas.

2.1.1 Pavimentos com revestimento primário

Os geotêxteis foram os primeiros geossintéticos a serem utilizados como reforço de base de pavimentos com revestimento primário. Eles são uma excelente solução, principalmente, para a construção de estradas em que o solo de subleito possui baixa capacidade de suporte. Além de reforço, os geotêxteis têm função de separação, evitando que o solo granular da camada de base seja contaminado pelos finos do subleito. A atuação do geotêxtil como reforço e separação está ligada ao valor do CBR do solo de subleito.

O desempenho do geotêxtil como reforço é maior quanto menor o CBR do subleito da rodovia. Koerner (1999) fornece uma tabela que associa a função exercida pelo geotêxtil ao CBR do solo de subleito (Tabela 2.1). Analisando a Tabela 2.1, percebe-se que, segundo Koerner (1999), o geotêxtil tem apenas a função de separação em subleitos mais resistentes.

Estabilização é um estado intermediário em que, além de separação e filtração, há uma pequena e não quantificada parcela de reforço (KOERNER, 1999).

Tabela 2.1 – Funções do geotêxtil em rodovias não-pavimentadas associadas aos valores de CBR do solo de subleito.

Função do geotêxtil	CBR (ASTM D 1883)	
	Não-inundado	Inundado
Separação	≥ 8	≥ 3
Estabilização	3 – 8	1 – 3
Reforço e separação	≤ 3	≤ 1

Fonte: Adaptado de Koerner (1999).

A capacidade de suporte do solo de subleito está diretamente ligada à ocorrência de marca de trilhas de roda na superfície do pavimento. Ou seja, a profundidade das marcas de trilhas de roda depende da deformação ocorrida no subleito. Em rodovias com revestimento primário, marcas de trilhas de rodas da ordem de dezenas de milímetros de profundidade não comprometem seriamente o seu uso (TRICHÊS; BERNUCCI, 2004). Entretanto, é necessário adotar um critério para estabelecer um estado limite de utilização da rodovia.

Uma definição simples é adotada pela observação do comportamento típico de pavimentos não-revestidos submetidos a ensaios de carregamento estático e ciclos de carregamento. Após certo ponto, há o rápido acúmulo de deslocamentos sem grandes incrementos de carregamento ou ciclos de carregamento, caracterizando assim, a plastificação do material ensaiado (JEWELL, 1996). A determinação deste ponto, graficamente, é apresentada na Figura 1.

Hammit (1970, apud KOERNER, 1999) adota o valor limite de deslocamento vertical (δ_v) de 75 mm como ponto de plastificação. Adimensionalizando, conforme a Figura 1, os maiores incrementos de deslocamentos começam a ocorrer com $0,2 \leq (\delta_v / R) \leq 0,5$ (JEWELL, 1996).

HAMMITT, G.M. (1970). **Thickness requirements for unsurfaced roads and airfields, bare base support.** Technical Report TR-2-70-5. US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.

Giroud e Han (2004) enumeram quatro mecanismos responsáveis pelo surgimento de deformações na superfície do pavimento: compactação da camada de base e/ou do subleito devido à solicitações de tráfego; ruptura por capacidade de carga na camada de base ou subleito devido à tensões normais e cisalhantes induzidas pelo tráfego inicial; ruptura por capacidade de carga na camada de base ou subleito após repetidas solicitações de tráfego resultante de uma deterioração progressiva do material da camada de base, redução da espessura efetiva desta por contaminação dos finos do solo de subleito, redução da habilidade da camada de base em distribuir as solicitações de tráfego ao subleito, ou um decréscimo na resistência do solo de subleito devido ao surgimento de pressões neutras durante a construção; e deslocamento lateral dos materiais da camada de base e subleito devido à acumulação de incrementos de deformações plásticas induzidas por cada ciclo de carregamento.

Figura 1. Critério de ruptura de pavimentos. (a) Carregamento estático. (b) Carregamento cíclico. Fonte: Adaptado de Jewell (1996). Nota: δ_v - Deslocamento vertical; R - Raio da área de carregamento; p - Carregamento; S_u - Resistência não-drenada ao cisalhamento do solo de subleito; N - Número de ciclos de carregamento; N_r - Número de ciclos de carregamento de ruptura do sistema.

No reforço de base de pavimentos, a inclusão pode ser posicionada tanto à meia altura da camada de base, quanto na interface desta com o subleito. No primeiro caso, geogrelhas são utilizadas enquanto que no segundo, pode-se utilizar tanto geogrelhas quanto geotêxteis. Geogrelhas são mais efetivas como reforço em relação aos geotêxteis pela interação que ocorre entre o geossintético-solo e o contato solo-solo existente na abertura de malha.

Entretanto, o geotêxtil é mais eficiente em relação a geogrelha como elemento de separação entre a camada de base e o subleito. Esta função de separação é importante, pois evita a contaminação do material granular utilizado na camada de base pelos finos do subleito.

Independentemente da posição da inclusão, espera-se que a inclusão melhore o desempenho da estrutura. Isto pode ser traduzido como aumento da vida útil do pavimento, retardamento do desenvolvimento e diminuição do número de trincas na superfície da rodovia, diminuição da espessura da camada de base para um mesmo volume de tráfego em relação à situação não-reforçada, ou combinação do aumento do volume de tráfego com diminuição da espessura da camada de base. Giroud e Han (2004) afirmam que o uso de material na camada de base de qualidade inferior é outro potencial benefício com a utilização de geossintéticos.

Os mecanismos de reforço quando o geossintético é posicionado na interface base-subleito são a prevenção de cisalhamento local no subleito, maior distribuição de cargas, redução ou reorientação de tensões cisalhantes na interface base-subleito e efeito membrana (GIROUD; NOIRAY, 1981; GIROUD; HAN, 2004; JEWELL, 1996). Segundo Giroud e Noiray (1981), o reforço posicionado entre a camada de base e o subleito previne o surgimento e desenvolvimento de zonas locais de cisalhamento. Isto permite que o subleito suporte tensões próximas do limite plástico como se estivesse sendo solicitado dentro de seu limite elástico.

O segundo mecanismo de reforço mencionado, a distribuição de carga, se dá pela melhor distribuição do carregamento que chega ao subleito. Isto se traduz pelo ângulo de espraçamento que é maior para estruturas reforçadas em comparação com similares não-reforçadas (GIROUD; AH-LINE; BONAPARTE, 1985). Portanto, a máxima tensão normal atuante no subleito é reduzida.

A redução ou reorientação de tensões cisalhantes na interface base-subleito ocorre com a absorção pelo geossintético de significativa parcela dos esforços cisalhantes que seriam transmitidos ao subleito devido ao tráfego (JEWELL, 1996; MILLIGAN et al., 1989). A Figura 2 apresenta os mecanismos de solicitação no reforço e distribuição de carregamentos considerados na análise proposta por Jewell (1996). As tensões de cisalhamento transmitidas pela camada de base ao subleito podem ser orientadas tanto para o exterior quanto para o interior da seção transversal do pavimento. Quando estão orientadas para o exterior, a capacidade de carga do subleito é diminuída. Ao contrário, quando orientadas para o interior, a capacidade de carga do subleito sofre um acréscimo. Assim, o empuxo horizontal (P_B) desenvolvido na camada granular é parcialmente suportado pela resistência lateral passiva (P_L) do solo adjacente (Figura 2b). O equilíbrio de forças se dá com a transmissão de esforços para o subleito através de tensões cisalhantes na interface entre as duas camadas. Com o reforço posicionado nessa interface, o subleito consegue resistir às reduzidas tensões cisalhantes que são transmitidas a ele, e a capacidade de suporte desse solo pouco resistente é mantida (Figura 2c) (JEWELL, 1996).

Além do maior ângulo de espraçamento, a inclusão na superfície do subleito atua distribuindo tensões cisalhantes para fora da área carregada B', conforme ilustrado na Figura 2c. Porém, Jewell (1996) afirma que é prudente desconsiderar essa última parcela de ajuda na distribuição de carga durante o dimensionamento com geotêxteis, pois uma pequena tensão confinante atua na interface entre o subleito e o geotêxtil, limitando a tensão cisalhante que pode ser mobilizada.

Desse modo, segundo Giroud e Han (2004) e Jewell (1996), as tensões cisalhantes induzidas pelo tráfego tendem a ser orientadas para o exterior, prejudicando a capacidade de carga do subleito. O embricamento entre o material granular da camada de base e a geogrelha, através de sua abertura de malha, resulta em dois benefícios. O primeiro é a redução ou

eliminação do movimento lateral do material granular da camada de base. Como consequência disto, não há a transmissão de tensões de cisalhamento para o subleito. O segundo benefício é que a porção inferior da camada de base se torna uma superfície rugosa devido às partículas do solo granular que penetram no interior da malha da geogrelha, gerando tensões cisalhantes orientadas para o interior, o que contribui para um aumento na capacidade de carga do subleito (GIROUD; HAN, 2004).

Figura 2. Reforço de base de pavimentos não-revestidos. (a) Definições e geometria do pavimento. (b) Solicitações no subleito no caso não-reforçado. (c) Ação do reforço. Fonte: Adaptado de Jewell (1996).

O efeito membrana é função do módulo de rigidez, da deformação do geossintético e da profundidade das marcas de trilhas de rodas. Este tipo de solicitação ocorre apenas com altos

valores de profundidade das marcas de trilha de rodas. Jewell (1996) afirma que o benefício de geotêxteis atuando através do efeito membrana é significativo somente depois de deslocamentos verticais da ordem de $\delta_v / 2B > 0,20$. Segundo Giroud, Ah-Line e Bonaparte (1985), o efeito membrana é desprezível para trilhas de roda (δ_v) de 75 mm de profundidade, e contribui com apenas 10 % na melhora do sistema com um deslocamento vertical (δ_v) de 150 mm.

Para a utilização de geogrelhas inseridas no interior da camada de base, Giroud e Han (2004) listam os seguintes benefícios: prevenção do movimento lateral do solo da camada de base, reduzindo as trilhas de rodas na superfície do pavimento; aumento da rigidez do material da camada de base, reduzindo suas deformações verticais e aumentando a distribuição de carregamentos, além de reduzir a tensão vertical máxima no subleito; redução das tensões cisalhantes transmitidas da base para o subleito, aumentando a capacidade de carga deste. Estes benefícios também ocorrem em pavimentos com reforço de base e presença de capa asfáltica em sua superfície. Além disso, em pavimentos com revestimento primário, a utilização de geogrelhas previne rupturas por cisalhamento na camada de base; o efeito membrana faz com que as solicitações de tráfego sejam suportadas após significantes afundamentos por trilhas de rodas quando o tráfego é canalizado; prevenção do surgimento de fissuras na porção inferior da camada de base, minimizando a contaminação desta pelos finos do solo de subleito à medida que a camada granular deforma com o carregamento e prevenção da perda de agregados da camada de base para dentro do subleito.

Giroud e Noiray (1981) desenvolveram um método semi-empírico de dimensionamento de rodovias com revestimento primário reforçadas com geotêxtil posicionado na interface base-subleito. Esta proposta baseia-se no efeito membrana como mecanismo de solicitação do reforço. Portanto, necessita de grandes deslocamentos para que o método seja válido. Este método considera o volume de tráfego, força aplicada pelas rodas dos veículos, pressão dos

pneus, resistência do solo de subleito, profundidade das marcas de trilhas de rodas e influência do reforço de geossintético no modo de ruptura de rodovia ou área com revestimento primário. O procedimento do método consiste no cálculo da espessura da base com e sem o reforço. A diferença entre elas é a espessura de material granular que será economizado com a utilização do geossintético, sendo possível então realizar uma análise comparativa de custos.

A Figura 3 é o gráfico que reúne a solução do método para um eixo de 80 kN ($P = 80$ kN), marcas de trilhas de roda de 30 cm de profundidade ($r = 0,3$ m) e pressão interna dos pneus de 480 kPa ($p_c = 480$ kPa). Esta figura é bastante ilustrativa por mostrar a influência do módulo de rigidez e do efeito do tráfego em função do CBR do subleito. O gráfico original também mostra a influência da deformação do geotêxtil na espessura final da camada de base. Analisando a Figura 3, percebe-se a grande influência da rigidez do geotêxtil na espessura de material granular economizado para subleitos pouco resistentes, principalmente para valores de CBR menores que um. Por exemplo, o primeiro passo do método é calcular a espessura necessária para a camada de base sem o reforço (h'_o). Para um solo de subleito com CBR igual a unidade e pavimento com vida útil de 1 000 ciclos de passagem do eixo padrão, a espessura necessária seria de 45 cm (linha pontilhada preta na Figura 3). Ao utilizar um geotêxtil de módulo 100 kN/m, a redução da espessura da camada de base (Δh) seria de 17 cm (linha pontilhada cinza na Figura 3).

Com o uso de um geotêxtil de módulo 450 kN/m, essa economia seria de 29 cm (linha pontilhada vermelha na Figura 3). Ou seja, com o primeiro geotêxtil (100 kN/m) a economia de material seria de 38 %. Com um geotêxtil mais rígido (450 kN/m) a redução na espessura da camada de base seria ainda maior, com 64 %.

O estudo de Webster e Watkins (1977, apud KOERNER, 1999) ilustra o efeito da rigidez do reforço na vida útil de pavimentos (Figura 4). Os autores mostram que a utilização

de geossintético aumenta o número de ciclos de carregamento antes da ruptura do pavimento, e que inclusões com maior rigidez elevam ainda mais o tempo de vida útil do pavimento (Figura 4).

Figura 3. Cálculo da espessura da camada granular na base no pavimento e a economia gerada com a inserção de reforço de geotêxtil: Influência da rigidez e vida útil requerida para a estrutura. Fonte: Adaptado de Giroud e Noiray (1981).

Figura 4. Ruptura em pavimentos não-revestidos reforçados e não-reforçados sujeitos ao tráfego. Fonte: Webster e Watkins (1977 apud Jewell, 1996).

Além da rigidez do geossintético para pequenas deformações, propriedades como o módulo de estabilidade da abertura de malha de geogrelhas, espessura dos elementos, formato da seção transversal dos elementos da geogrelha, resistência de junta e dimensões da abertura de malha têm influência no desempenho do geossintético como reforço de base (WEBSTER, 1993; COLLIN; KINNEY; FU, 1996). Vale salientar que esses parâmetros são investigados há anos na literatura por meio de ensaios de arrancamento no estudo dos mecanismos de interação solo-reforço.

Adicionalmente a esses parâmetros da geogrelha que influenciam o seu desempenho como reforço, sabe-se que a partir de uma certa espessura da camada de base, o geossintético não consegue exercer efetivamente esta função. Quando isto ocorre, a inclusão deve ser posicionada no interior da camada de base. Os estudos realizados para quantificar este aspecto serão abordados no próximo subitem.

Giroud e Noiray (1981) propuseram método semi-empírico de dimensionamento de rodovias sem revestimento asfáltico reforçadas com geotêxteis na interface base-subleito. A proposta de Giroud, Ah-Line e Bonaparte (1985) possui características similares ao de Giroud e Noiray (1981), porém aplica-se a geogrelhas. Estes estudos calculam a espessura da camada de base sem o reforço e, posteriormente, a redução da espessura de material granular que a inclusão promove. Jewell (1996) propôs um método analítico de dimensionamento, consistente com métodos empíricos como o de Giroud e Noiray (1981) e Giroud, Ah-Line e Bonaparte (1985). O método se baseia na interação entre capacidade de carga e transmissão de tensões cisalhantes, introduzindo as propriedades da camada granular na análise. Jewell (1996) afirma que os resultados de métodos empíricos anteriores, como o de Giroud e Noiray (1981), correspondem à média do intervalo para as propriedades de materiais granulares típicos. Porém, esse intervalo pode ser bastante grande. Além disso, algumas incertezas ainda permanecem como o comportamento quanto à fadiga de pavimentos reforçados com

geotêxteis de rigidez insuficiente, ou a análise da capacidade de carga do material granular da base sob o carregamento cíclico do tráfego.

Posteriormente, Giroud e Han (2004) também propuseram um método analítico que foi calibrado com resultados de experimentos em campo e em laboratório disponíveis na literatura. Ao contrário das propostas de Giroud e Noiray (1981) e Giroud, Ah-Line e Bonaparte (1985), o método de Giroud e Han (2004) utiliza apenas uma equação para o cálculo da espessura da camada de base reforçada com geogrelha. Adicionalmente, este método permite o cálculo também para situações não-reforçadas e reforçadas com geotêxtil, apenas utilizando valores apropriados dos parâmetros relevantes para cada situação (GIROUD; HAN, 2004). Além disso, esta proposta considera fatores que influenciam no cálculo da espessura da camada de base como a resistência do material da própria camada de base, embricamento do material granular da base com a abertura de malha da geogrelha e a rigidez do geossintético no seu plano de fabricação. Estes fatores são considerados adicionalmente aos parâmetros já considerados nos métodos anteriores.

2.1.2 Pavimentos com capa asfáltica

Em pavimentos que possuem revestimento betuminoso ou de concreto, marcas de trilhas de rodas (δ_v) de alguns centímetros de profundidade já são bastante prejudiciais ao tráfego desejado. Nestas estruturas, a ruptura é caracterizada para afundamentos (δ_v) em torno de 20 e 25 mm (TRICHÊS; BERNUCCI, 2004).

Haas (1984, apud KOERNER, 1999), Abd El Halim, Haas e Chang (1987) realizaram ensaios de laboratório em pista de testes de grande escala (4 m de comprimento, 2,4 m de largura e 2 m de profundidade), com carregamentos cíclicos aplicados por meio de placa circular com 300 mm de diâmetro. Na primeira série de ensaios foram estudadas seções reforçadas e não-reforçadas, variando as condições do subleito entre saturado (situação de

menor resistência) e seco (maior resistência). O reforço foi benéfico para os dois casos. Para a segunda série de testes, os autores analisaram vários aspectos na melhora do desempenho do pavimento causada pelo reforço. Dentre estes, a vida útil do pavimento asfáltico é significativamente melhorada nas seções reforçadas em relação às não-reforçadas (Figura 5a). Com o critério de ruptura de 20 mm, a seção Não-reforçada 1 suporta em torno de 20 mil ciclos de carregamento e a Não-reforçada 2, 140 mil ciclos (Figura 5a). Com a utilização da inclusão, as seções reforçadas 1 e 2 suportam aproximadamente 320 mil ciclos de carregamento (Figura 5a).

Figura 5. Ensaios cíclicos em pavimentos com capa asfáltica e reforço de base. (a) Deformação permanente na superfície (afundamento de trilha de roda), Ensaio 2. (b) Deformação permanente na superfície, Ensaio 3. Fonte: Adaptado de Haas (1984, apud KOERNER, 1999) e Abd El Halim, Haas e Chang (1987). Nota: R – reforçado; N - não-reforçado; N_N - Número de ciclos em situação não-reforçada; N_R - Número de ciclos em situação reforçada.

Na série de ensaios "3", os autores concluem que 150 mm da seção reforçada (150 mm R na Figura 5b) equivalem à, aproximadamente, 250 mm da seção não-reforçada (250 mm N na Figura 5b). Ou seja, a primeira suporta 80 000 ciclos até atingir o critério de ruptura de 200 mm de deformação permanente na superfície do pavimento, enquanto que a seção não-reforçada com 250 mm de espessura suporta 92 000 ciclos. Além disso, pode-se perceber na

Figura 5b que pavimento não reforçado com 200 mm de camada de base, suporta 34 000 ciclos de carregamento, enquanto que a vida útil do pavimento de 150 mm de espessura de base reforçada é 135 % maior (80 000 ciclos).

Carroll, Walls e Haas (1987) utilizaram os dados dos experimentos citados acima e fizeram uma correlação entre a espessura da base reforçada e não-reforçada, com a inclusão localizada na interface base-subleito ou inserida na camada de base (Figura 6). Essa correlação mostrou-se linear para os dois casos e os materiais analisados. Pode-se concluir, pela Figura 6, que há uma determinada espessura a partir da qual o geossintético deve ser inserido no interior da camada de base para exercer efetivamente a função de reforço. Para a geogrelha e os materiais de base e subleito utilizados, essa espessura é de 250 mm (Figura 6). Kinney, Abbott e Schuler (1998) afirmam que o efeito de geogrelhas como reforço é mínimo em camadas de base de espessura maior que, aproximadamente, 40,6 cm.

Figura 6. Correlação entre espessura de base reforçada e não-reforçada para melhor posicionamento da geogrelha como material de reforço. Fonte: Adaptado de Carrol, Walls e Haas (1987).

Chan, Barksdale e Brown (1989) afirmam que, para os materiais estudados, a geogrelha promove maiores benefícios ao desempenho do pavimento que o geotêxtil quando inseridos no interior da camada granular de base, mesmo a primeira possuindo rigidez menor que o último. Isto se deve à interação do material granular com a geogrelha através de sua abertura de malha. Huntington e Ksaibati (2000, apud TRICHÊS; BERNUCCI, 2004) afirmam que o

uso de geogrelha aumenta a rigidez da camada de base granular e reduz sua espessura em 35%. Chang, Wang e Wang (1998) realizaram ensaios cíclicos em laboratório com geogrelha inserida na interface base-subleito solicitada por carga de 200 mm de diâmetro. Os autores concluem que o geossintético, posicionado em profundidades maiores que uma vez a área de carregamento, não atua efetivamente como reforço. Além disso, eles também confirmam que a eficiência da geogrelha no reforço está ligada a sua rigidez e não a resistência à tração. Dondi (1994) estudou um trecho de rodovia reforçada com geogrelha e concluiu que o geossintético não sofre grandes solicitações, em torno de 5kN/m, mas para ser mobilizada necessita possuir grande rigidez. Ele afirma também que quanto maior a rigidez da geogrelha, maior é a resistência à fadiga do pavimento, resultando num aumento da vida útil da estrutura de 100 a 150%.

2.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

A interação entre o solo e o reforço pode ser avaliada por ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento. No ensaio de cisalhamento direto, um bloco de solo desliza sobre o geossintético. Em ensaios de arrancamento, o geossintético é extraído do maciço de solo em que está inserido. A Figura 7 ilustra, para uma estrutura de solo reforçado, o tipo de ensaio que melhor se aplica em cada zona do maciço.

Ensaio de cisalhamento direto em geotêxteis podem ser realizados utilizando-se um bloco sólido na porção inferior da caixa de testes (Figura 7c), pois são materiais de superfície plana contínua. Porém, ao utilizar geogrelhas, é necessário que as partes superiores e inferiores da caixa sejam preenchidas com solo. Isto se deve à abertura de malha da inclusão, pois o contato solo-solo causa grande influência no resultado do ensaio. Tais ensaios são

difíceis de serem executados. Sob σ_v há recalques nas zonas centrais e isto afeta o geossintético.

Os ensaios de arrancamento fornecem parâmetros que são utilizados no dimensionamento de estruturas de solo reforçado. Um deles é o ângulo de atrito de interface que é utilizado no cálculo do comprimento de ancoragem em maciços de solo reforçado, por exemplo. Os resultados deste tipo de ensaio são influenciados pelas condições de contorno entre as quais se destacam: confinamento aplicado, tipo de solo, compactidade e grau de compactação, velocidade do ensaio, geometria da geogrelha, propriedades mecânicas e rugosidade da superfície do geossintético, além dos efeitos da geração de pressões neutras.

Figura 7. Ensaio para avaliação da interação solo-reforço. (a) Solicitações em maciço de solo reforçado. (b) Ensaio de arrancamento. (c) Ensaio de cisalhamento direto (geotêxteis). (d) Ensaio de cisalhamento direto (geogrelha). Fonte: Adaptado de Jewell (1996). Nota: σ_v – Tensão vertical; σ_h – Tensão horizontal; F_{ARR} – Força de arrancamento.

Em ensaios com geotêxteis, o mecanismo de interação do reforço com o solo circundante é puramente atritivo. Em geogrelhas, o mecanismo de solicitação se deve à resistência passiva desenvolvida no solo à frente dos elementos transversais e ao cisalhamento no contato solo-solo, que ocorre na abertura de malha do geossintético. Além disso, há o atrito no contato dos elementos da geogrelha com o solo adjacente. Dessa forma, o ensaio de

arrancamento é bastante utilizado na engenharia geotécnica, pois além de permitir o estudo da interação solo-reforço, fornece dados para obtenção de parâmetros fundamentais de projeto em obras de solo reforçado.

2.2.1 Ensaios de arrancamento de grande e pequeno porte em laboratório e ensaios de campo

Os ensaios de arrancamento podem ser realizados tanto na própria estrutura em construção quanto em laboratório. Os ensaios de campo são realizados em escala real, o que sugere maior fidelidade dos resultados na obtenção de parâmetros de projeto. Porém, as condições de contorno, tais como teor de umidade e grau de compactação do solo e instalação do geossintético, são difíceis de serem controladas. Estes ensaios são bastante trabalhosos, de alto custo e exigem o uso de equipamentos pesados. Isto resulta em uma complexa montagem do ensaio, conforme apresentado na Figura 8. Outra desvantagem é o tempo de execução elevado, além da possibilidade de paralisação da obra para a realização do ensaio.

Figura 8. Ensaio de arrancamento de campo realizado em muro de solo reforçado localizado em Cingapura. Fonte: Adaptado de Wei et al. (2002).

Diante disto, ensaios em laboratório são uma alternativa interessante e competitiva. Eles tentam reproduzir as condições de campo com as vantagens de serem expeditos, de menor

custo e possibilitarem o melhor controle das condições de contorno. Adicionalmente, permitem a obtenção de parâmetros da interação solo-reforço, antes mesmo da execução da obra.

Os ensaios de arrancamento em laboratório podem ser de grande ou de pequeno porte. Raju et al. (1998) afirmam que a caixa de arrancamento deve possuir, aproximadamente, 1000 mm de comprimento e 500 mm de largura para ser considerada de grande porte. A ASTM D 6706 recomenda que as dimensões mínimas da caixa de testes sejam 610 mm de comprimento, 460 mm de largura e 305 mm de profundidade. Os equipamentos relatados na literatura, em geral, seguem esta tendência, porém há bastante variação no volume de solo utilizado (Tabela 2.2).

Ochiai et al. (1996) compararam resultados entre ensaios de arrancamento de campo e laboratório. Os primeiros foram realizados em aterro de 5,0 m de altura, composto por solo arenoso reforçado com geogrelhas uniaxiais e biaxiais. As inclusões uniaxiais possuíam de 0,5 m de largura e 2,0 e 4,0 m de comprimento e as biaxiais, 1,0 m de largura e 3,0 m de comprimento. Elas foram posicionadas a 1,0; 2,5 e 4,0 m de profundidade a partir do topo do aterro, respectivamente. Os ensaios de laboratório foram executados em equipamento de grande porte de 600 mm de comprimento, 400 mm de largura e 200 mm de altura (Figura 9). Tanto os ensaios de campo quanto em laboratório foram realizados à velocidade de 1,0 mm/min. As tensões confinantes nos ensaios de campo foram 17, 43 e 68 kN/m², enquanto que nos ensaios de laboratório 25, 50, 75 e 100 kN/m². Os autores compararam os resultados entre os ensaios e concluíram que o mecanismo de mobilização da resistência ao arrancamento é similar para os dois casos estudados, validando o procedimento em laboratório.

Tabela 2.2 - Características de alguns equipamentos de ensaios de arrancamento relatados na literatura. Fonte: Adaptado de Kakuda (2005). Nota: H – Altura; L – Largura; C – Comprimento.

Autores	H (mm)	L (mm)	C (mm)	Volume (m³)	Sistema de aplicação da sobrecarga	Medidas efetuadas
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	0,227	Bolsa de ar	Deslocamento e força de arrancamento.
Farrag et al. (1993)	760	900	1520	1,040	Bolsa de ar	Deslocamento, força de arrancamento e velocidade.
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	0,478	Bolsa de ar	Deformação, deslocamento, dilatância e força de arrancamento.
Alfaro et al. (1995)	400	600	1500	0,360	Bolsa de ar	Deformação, deslocamento, dilatância e força de arrancamento.
Chang et al. (1995)	150	500	400	0,030	Bolsa de ar	Deslocamento, deformação e força de arrancamento.
Ladeira e Lopes (1995)	600	1000	1530	0,918	Cilindros hidráulicos	Deslocamento e força de arrancamento.
Miyata (1996)	220	325	660	0,047	Bolsa de ar	Dilatância, deslocamento e força de arrancamento.
Ochiai et al. (1996)	200	400	600	0,048	Bolsa de ar	Deslocamento frontal e força de arrancamento.
Bakeer et al. (1998)	152	610	610	0,057	Pistão pneumático	Deslocamento frontal e força de arrancamento.
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	0,525	Bolsa de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos.
Sugimoto et al. (2001)	625	300	680	0,128	Bolsa de ar	Deslocamentos, força de arrancamento, força na face frontal, movimento do solo.
Teixeira e Bueno (2003)	150	300	250	0,011	Bolsa de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos.
Nakamura et al. (2003)	200	220	500	0,022	Bolsa de ar	Deslocamento nos nós, força de arrancamento.

Figura 9. Equipamento de ensaio de arrancamento de grande porte de Ochiai et al. (1996). Fonte: Adaptado de Ochiai et al. (1996).

Em princípio, pensava-se que ensaios em equipamento de grandes dimensões forneceriam resultados mais confiáveis em relação aos de pequeno porte, por reproduzirem melhor a estrutura física de um maciço de solo reforçado e a distribuição de tensões e deformações no geossintético devido a um possível efeito escala (BAKEER; AHMED; NAPOLITANO, 1998). No entanto, obviamente em proporções menores do que os ensaios de campo, ensaios de grande porte em laboratório ainda necessitam de considerável quantidade de solo (cerca de $0,3 \text{ m}^3$) e possuem elevados custos e tempo de execução.

Desse modo, o uso de equipamento de pequenas dimensões torna-se uma alternativa ainda mais prática e barata, diminuindo custos de materiais, equipamentos e tempo de execução. Este último se reflete no menor tempo de preparação (homogeneização e compactação do solo), montagem e execução do ensaio propriamente dito. Enquanto num ensaio de grande porte são necessários em torno de três dias entre preparação e obtenção dos resultados, este tempo diminui para três horas ao utilizar um equipamento de pequenas dimensões.

O principal aspecto a ser observado para garantir a confiabilidade deste tipo de equipamento é a interferência que as reduzidas dimensões da caixa podem causar nas

condições de contorno dos ensaios. O aspecto que mais se destaca é um possível aumento na restrição a dilatação do solo, resultando em incremento ainda maior nas tensões confinantes em relação ao ensaio de grande porte. Visando minimizar esta influência, a ASTM D 6706 define relações a serem atendidas entre as medidas da caixa e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético) (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Relações entre as medidas da caixa de arrancamento e o material e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético) recomendadas pela ASTM D 6706. Nota: L – Largura; C – Comprimento; H – Altura.

	L	C	H
Dimensão da caixa	20 D_{85} do solo	5 x (máxima abertura	6 D_{85} do solo
Maior ou Igual	6 D_{max} do solo	do geossintético)	3 D_{max} do solo

Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003) estudaram ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte com dimensões de 500 mm de comprimento, 220 mm de largura e 200 mm de altura. Isto resulta num volume de solo de $0,022 \text{ m}^3$. A abertura na parede frontal da caixa é variável, podendo ser de 4, 6 ou 8 mm, localizando-se à meia altura da caixa. A sobrecarga é aplicada através de pressão de ar numa bolsa de borracha localizada no topo da caixa. Um macaco acionado por parafuso à velocidade de 1 mm/min é responsável pela aplicação da força de arrancamento. A instrumentação dos ensaios consiste em células de carga e em Linear Variable Differential Transformers (LVDTs), possibilitando a obtenção de dados de força de arrancamento e deslocamentos relativos de pontos da geogrelha. O solo utilizado foi uma areia (Yufutsu sand) com diâmetro médio de 0,29 mm. Os autores não fornecem a curva granulométrica e o diâmetro máximo do solo. Eles também não compararam os resultados obtidos neste equipamento de pequeno porte com resultados obtidos por meio de ensaios de arrancamento de grande porte, em condições de contorno e

materiais similares. O equipamento de pequenas dimensões de Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003) é apresentado na Figura 10.

Figura 10. Equipamento para ensaio de arrancamento de pequeno porte desenvolvido por Nakamura et al. (2003). Fonte: Adaptado de Nakamura et al. (2003).

Ju et al. (2006) utilizaram caixa de 300 mm de comprimento, 300 mm de largura e 200 mm de altura, totalizando um volume de solo de $0,018 \text{ m}^3$. A sobrecarga também é aplicada no topo da amostra de solo por meio de ar comprimido injetado em bolsa de borracha. Os deslocamentos ao longo do corpo-de-prova são obtidos em cinco nós, conectados a fios de 0,6 mm de diâmetro que, por sua vez, eram conectados a medidores de deslocamentos. Um motor elétrico aplica a força de arrancamento à velocidade de 1 mm/min. Esta força é registrada com uma célula de carga. A Figura 11 apresenta o equipamento de Ju et al. (2006).

Teixeira (2003) fabricou uma caixa de arrancamento de pequeno porte de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura (Figura 12). Portanto, o volume necessário de solo compactado para a realização do ensaio é de apenas $0,01125 \text{ m}^3$, ou seja, 2% do volume empregado em equipamentos de grandes dimensões. A abertura da parede frontal para passagem do geossintético é de 8 mm. Esta caixa é posicionada numa máquina universal de ensaios que aplica a força de arrancamento a uma taxa de deslocamento

escolhida pelo operador do teste. Ela é capaz de adquirir automaticamente tanto os deslocamentos da garra quanto as respectivas forças de arrancamento durante a execução do ensaio. O sistema de aplicação da sobrecarga é aplicado por ar comprimido injetado em bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A instrumentação é completada pelo uso de células de tensões totais (CTT) e transdutor de pressões neutras (TPN), posicionados logo abaixo da inclusão (10 mm abaixo da superfície do geossintético).

Figura 11. Equipamento de arrancamento de pequeno porte de Ju et al. (2006). Fonte: Ju et al. (2006).

Figura 12. Caixa para ensaios de arrancamento de pequeno porte de Teixeira (2003). Fonte: Teixeira (2003).

A viabilidade e confiabilidade deste equipamento foram comprovadas por Kakuda, Bueno e Teixeira (2006). Os autores realizaram uma comparação entre os resultados obtidos nesta caixa e os fornecidos por Teixeira (2003) em equipamento de grandes dimensões (Figura 13) com os mesmos materiais (solo e geogrelha). A caixa de grande porte de Teixeira (2003) possui 1500 mm de comprimento, 700 mm de largura e 480 mm de altura. A Tabela 2.2 apresenta os resultados em que T1, T2 e T3 são de Teixeira (2003) e K1, K2 e K3 são de Kakuda, Bueno e Teixeira (2006).

Tabela 2.4 – Resultados de ensaios de arrancamento em equipamentos de grande e de pequeno porte. Fonte: Kakuda, Bueno e Teixeira (2006).

Equipamento	Ensaio	σ (kPa)	Tensão de Arrancamento (kPa)	f
pequeno porte	K1	25	28,33	0,70
pequeno porte	K2	50	38,57	0,68
pequeno porte	K3	100	61,29	0,68
grande porte	T1	25	29,75	0,74
grande porte	T2	50	36,67	0,64
grande porte	T3	100	61,58	0,68

Nota: f (coeficiente de interação) = $\tan \delta / \tan \phi$; δ = ângulo de atrito de interface obtido da envoltória de resistência ao arrancamento; ϕ = ângulo de atrito do solo obtido por ensaio de cisalhamento direto.

Figura 13. Equipamento de grandes dimensões para ensaios de arrancamento utilizado por Teixeira (2003). Fonte: Teixeira (2003).

Os autores afirmam que pequenas variações que ocorreram entre os resultados (a máxima foi de 6%) estão dentro da variabilidade dos próprios equipamentos. As envoltórias da interface solo-geogrelha obtidas foram praticamente coincidentes e concluem que o equipamento de pequenas dimensões é apropriado e consegue reproduzir os resultados obtidos em ensaios de grandes dimensões.

Pode-se concluir que, apesar de suas dimensões reduzidas, este equipamento de ensaio de arrancamento de pequeno porte não interfere diretamente nos mecanismos de interação solo-reforço, reproduzindo com fidelidade os resultados obtidos em equipamentos de grande porte.

2.3 INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

O mecanismo de interação entre solo e geotêxteis na resistência ao arrancamento deve-se ao atrito que se desenvolve no contato entre os dois materiais. Em geogrelhas, além da contribuição do atrito de interface, o cisalhamento no contato solo-solo no interior da malha do reforço e o mecanismo de resistência passiva também contribuem na resistência máxima ao arrancamento. A resistência passiva se desenvolve no solo à frente dos elementos transversais, devido à ação de corte destes. A Figura 14 apresenta os componentes do mecanismo de resistência ao arrancamento de uma geogrelha.

Os métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado disponíveis no meio técnico, em geral, utilizam coeficientes que tentam refletir esta interação solo-reforço. Devido à sua simplicidade, o coeficiente de interação "f" é o mais utilizado em projetos. Este coeficiente não distingue a parcela de atrito de interface da resistência passiva e incorpora, empiricamente, o grande número de parâmetros que interferem na resistência ao arrancamento. Ou seja, ele não permite a avaliação individual destes fatores no estudo da

interação solo-geossintético (KAKUDA; BUENO; TEIXEIRA, 2006; TEIXEIRA, 2003). A Equação 1 apresenta o cálculo de "f":

$$T = T_{AL} + (T_{AT} + T_P)$$

T – Resistência ao arrancamento total

T_{AL} – Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos longitudinais

T_{AT} – Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos transversais

T_P – Resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais

Figura 14. Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento. Fonte: Adaptado de Koerner (1999).

$$f = \frac{T}{2 \cdot A \cdot \sigma \cdot \text{tg } \phi} \quad (1)$$

Em que:

f - coeficiente de interação solo-reforço;

T - resistência máxima ao arrancamento da inclusão obtida em ensaio de arrancamento;

A - área plana do geossintético em contato com o solo;

σ - tensão normal atuante no reforço;

φ - ângulo de atrito do solo;

Jewell (1996) define dois coeficientes de interação solo-reforço, ou seja o coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e o coeficiente de aderência (α_b). O coeficiente de deslizamento (α_{ds}) avalia a resistência ao deslizamento do solo em contato com a inclusão, ou seja:

$$\alpha_{ds} = \bar{a}_s \cdot \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} + (1 - \bar{a}_s) \quad (2)$$

Em que:

α_{ds} - coeficiente de deslizamento;

$\bar{a}_s$ - porcentagem de área cheia do geossintético (para geotêxteis tecidos e não-tecidos, $\bar{a}_s=1$);

δ - ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo.

Como $\bar{a}_s$ é igual a um para geossintéticos de superfície contínua, como os geotêxteis, por exemplo, o coeficiente de deslizamento resume-se a:

$$\alpha_{ds} = \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \quad (3)$$

O coeficiente de aderência (α_b) avalia os dois principais mecanismos de transferência de carga entre solo-reforço que são o atrito de interface e a resistência passiva do solo à frente dos elementos transversais em geossintético de superfície descontínua:

$$\alpha_b = \bar{a}_s \frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} + F_1 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \right) \cdot \left(\frac{\bar{a}_b \cdot B}{2 \cdot S} \right) \cdot \frac{1}{\text{tg } \phi'} \quad (4)$$

Em que:

α_b - coeficiente de aderência;

$\bar{a}_s$ - porcentagem de área do geossintético disponível para desenvolvimento do atrito de interface solo-inclusão (para geotêxteis, $\bar{a}_s=1$);

δ - ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ' - ângulo de atrito interno efetivo do solo;

F_1 - é o fator de escala

F_2 - fator de forma.

σ'_b - resistência passiva desenvolvida pelo solo a frente dos elementos transversais;

σ'_n - tensão normal aplicada no plano do geossintético;

$\bar{a}_b$ - fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva;

B - espessura do elemento da geogrelha;

S - espaçamento entre membros transversais;

Para geotêxteis $\bar{a}_s = 1$ e $\bar{a}_b = 0$. A eq.(15) torna-se:

$$\alpha_b = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} = \alpha_{ds} \quad (5)$$

Ou seja, para geossintéticos de superfície contínua, o coeficiente de aderência e o de deslizamento são iguais. O mecanismo de transferência de carga é puramente atritivo para os dois casos. A Figura 15 ilustra os mecanismos e as definições consideradas na análise desses coeficientes.

Na Equação 4, o primeiro componente refere-se à contribuição do atrito de interface entre o solo e a área sólida da geogrelha. O segundo membro, à resistência passiva desenvolvida pelo solo à frente dos elementos transversais da grelha (JEWELL, 1996). Entretanto, ao contrário da separação didática mostrada no cálculo de α_b , ocorrem interferências entre os mecanismos de interação solo-reforço.

Figura 15. Considerações no cálculo do coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e do coeficiente de aderência (α_b). (a) Definições da geometria do reforço. (b) Esquematização da análise da resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais. Fonte: Adaptado de Jewell (1996).

Segundo Farrag, Acar e Juran (1993) e Teixeira, Bueno e Zornberg (2007) o atrito de interface em geogrelhas necessita de pequenos deslocamentos relativos para serem mobilizados e que, portanto, este é o primeiro mecanismo a contribuir na resistência ao arrancamento. A resistência passiva é mobilizada com maiores deslocamentos e, por isso, se manifesta posteriormente. Além disso esta governa a resistência última ao arrancamento (TEIXEIRA; BUENO; ZORNBERG, 2007). Esta condição ocorre, principalmente, em geogrelhas constituídas de elementos transversais com baixa rigidez à flexão (FARRAG; ACAR; JURAN, 1993).

Milligan, Earl e Bush (1990) realizaram estudos foto-elásticos de arrancamento mostrando que a mobilização da resistência passiva diminui o atrito entre os elementos transversais e o solo circundante, e também do atrito de boa parte da superfície de contato dos

elementos longitudinais. Além disso, mostraram a mobilização progressiva da resistência passiva ao longo do comprimento da geogrelha e a interferência entre membros transversais.

Ochiai et al. (1996) realizaram ensaios de arrancamento de grande porte em que o comprimento do geossintético dentro do solo era de 4,0 m e a sobrecarga aplicada de 17,0 kPa. A Figura 16 apresenta os registros do deslocamento de sucessivas junções de uma geogrelha em areia durante ensaio, mostrando que os elementos da geogrelha não contribuem igualmente na resistência ao arrancamento. As junções se deslocam de maneira desigual, com uma distribuição decrescente de deslocamentos desde o elemento mais próximo ao ponto de aplicação da força de arrancamento até o mais afastado (OCHIAI et al., 1996). As parcelas de carga resistidas pelos elementos da geogrelha serão diferentes e a ruptura ocorre de forma progressiva, iniciando pela região mais próxima ao ponto de aplicação da força de arrancamento, depois na região do membro transversal seguinte, e assim sucessivamente, até a região do membro mais afastado, ocorrendo então a ruptura generalizada (TEIXEIRA, 2003).

Figura 16. Curvas "Força de arrancamento x deslocamentos de várias junções" obtidas por Ochiai et al. (1996).
Fonte: Adaptado de Ochiai et al. (1996).

A Figura 17 apresenta um resultado do estudo de Teixeira, Bueno e Zornberg (2007), que são curvas típicas de distribuição de deslocamentos para valores crescentes da força de

arrancamento ao longo de uma geogrelha uniaxial em ensaio de arrancamento de grande porte. Alfaro, Miura e Bergado (1995) e Farrag, Acar e Juran (1993) também apresentam curvas parecidas. Analisando a figura abaixo, percebe-se que o deslocamento máximo ocorre no ponto de aplicação da força de arrancamento e decresce até o final da geogrelha de forma não-linear, refletindo o efeito da extensibilidade do reforço (ALFARO; MIURA; BERGADO, 1995; FARRAG; ACAR; JURAN, 1993; TEIXEIRA; BUENO; ZORNBERG, 2007).

Figura 17. Distribuição dos deslocamentos ao longo da geogrelha durante ensaio de arrancamento de grande porte. Fonte: Adaptado de Teixeira, Bueno e Zornberg (2007).

Segundo Palmeira (2004), a distribuição não-linear da capacidade de carga entre os membros transversais de grelhas extensíveis depende da combinação entre a geometria da geogrelha, sua rigidez à tração e do nível de tensão aplicado.

A interação entre os elementos de uma geogrelha ocorre por meio da ação de corte sofrida pelo solo que preenche as áreas vazias do geossintético, formando regiões de baixas tensões logo atrás de seus membros transversais. Estas regiões de perturbação afetam a resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais posteriores, particularmente do membro seguinte ao se aproximar ou entrar nesta região. Além de diminuir a resistência passiva que poderia vir a se desenvolver a frente dos outros elementos

transversais, essas regiões causam um alívio de tensões e, por conseguinte, o atrito do solo ao longo dos elementos longitudinais e transversais diminui (PALMEIRA, 2004; TEIXEIRA, 1999; TEIXEIRA; BUENO; ZORNBERG, 2007). Ou seja, o mecanismo de resistência passiva interfere no mecanismo de atrito de interface. Este fenômeno é mais intenso em geogrelhas com pequena abertura de malha.

Teixeira, Bueno e Zornberg (2007) demonstraram o alívio do atrito de interface ao longo dos membros longitudinais, além do desenvolvimento de zonas localizadas de variações da tensão normal (Figura 18). A Figura 18a apresenta o registro de duas células de tensão total posicionadas na porção central da abertura de malha da geogrelha e a diferentes distâncias do ponto de aplicação da força de arrancamento. Percebe-se que ocorre uma oscilação entre 10 e 50 kPa na tensão normal durante o teste de arrancamento. A média das oscilações tem o mesmo valor da sobrecarga de 25 kPa aplicada no início do ensaio. A distância entre picos das curvas coincide com o espaçamento entre membros transversais (32 mm) (TEIXEIRA; BUENO; ZORNBERG, 2007). A Figura 18b mostra os resultados de duas células de tensão total a 150 mm do ponto de aplicação da força de arrancamento. Uma foi posicionada entre dois membros longitudinais, enquanto que a outra, diretamente em cima de um elemento longitudinal. Neste caso, o valor médio das oscilações da tensão normal é menor que a sobrecarga aplicada. Isto evidencia a interferência entre elementos transversais e longitudinais, que gera o alívio da força de atrito de interface ao longo dos membros longitudinais (TEIXEIRA; BUENO; ZORNBERG, 2007).

Palmeira (2004) afirma que, além do aumento da magnitude das tensões, ocorre também a rotação das tensões principais do solo à frente dos membros transversais devido à mobilização de sua resistência passiva. A Figura 19 apresenta a proposta de Palmeira (2004) da interação solo-reforço durante ensaio de arrancamento, além da curva força-deslocamento de um elemento transversal isolado e do elemento seguinte adentrando a região do solo

perturbado pelo primeiro. Verifica-se a redução da capacidade de carga deste último elemento.

Figura 18. Tensões normais localizadas nas proximidades da interface solo-geogrelha durante ensaio de arrancamento de grande porte. (a) Medidas de células de tensão total localizadas entre membros transversais. (b) Medidas de células de tensão total posicionadas entre membros longitudinais. Fonte: Adaptado de Teixeira, Bueno e Zornberg (2007).

Figura 19. Mecanismo de interferência entre membros transversais da geogrelha. (a) Interação entre solo e elementos transversais da geogrelha. (b) Redução da resistência passiva de um elemento transversal ao adentrar uma zona de perturbação. Fonte: Adaptado de Palmeira (2004).

Em geogrelhas, que são materiais extensíveis, a dificuldade no entendimento do fenômeno aumenta, pois este mecanismo de interferência entre membros transversais ocorre de forma progressiva ao longo do comprimento da inclusão no sentido do arrancamento. Segundo Palmeira (2004), a distribuição da capacidade de carga entre os membros transversais de grelhas extensíveis é não-linear e depende da combinação da geometria da grelha, sua rigidez à tração e do nível de tensão aplicado.

Abramento e Whittle (1995), em uma tentativa de elucidar o mecanismo de arrancamento, identificam quatro fases sucessivas de resposta de inclusões planares de superfície contínua durante o ensaio de arrancamento (Figura 20). Inicialmente, não há uma interface de deslizamento (Figura 20b). A tensão de arrancamento " σ_p " é resistida pelo atrito na interface solo-reforço. O deslizamento não ocorre até que a razão entre cisalhamento local e tração normal mobilize a resistência de atrito de interface. Ele inicia-se a partir da extremidade "ativa" da inclusão com uma tensão de escoamento nomeada " σ_p^I ", identificando o começo da não-linearidade da curva "Tensão x Deformação" (Figura 20a). Na segunda fase, surge uma frente ativa de deslizamento ou rompimento de vínculo em uma direção (Figura 20c). Com o aumento da tensão de arrancamento ($\sigma_p > \sigma_p^I$), a zona de deslizamento progride ao longo da inclusão. Surge então uma segunda ou superior tensão de escoamento " σ_p^{II} " (Figura 20a) que é identificada quando a interface de atrito começa a ser mobilizada na zona passiva da inclusão.

A fase seguinte chama-se frente ativa e passiva de deslizamento. Para tensões de arrancamento ($\sigma_p > \sigma_p^{II}$), estabelece-se o rompimento de vínculo em duas direções com o desenvolvimento de uma frente passiva de deslizamento movendo-se para se conectar com a frente ativa (Figura 20d). A quarta fase é o deslizamento total e ocorre quando o ângulo de atrito local de interface " δ " é mobilizado em todos os pontos ao longo da inclusão, com a

frente ativa de deslizamento alcançando a frente passiva (Figura 20e). Esta fase caracteriza-se por uma carga residual de arrancamento " σ_{pr} " (Figura 20a).

Figura 20. Seqüência esquemática de eventos durante arrancamento de inclusões planares: (a) Resposta carga-deformação. (b) Sem interface de deslizamento. (c) Frente ativa de deslizamento (rompimento de vínculo em uma direção). (d) Frentes ativa e passiva de deslizamento (rompimento de vínculo em duas direções). (e) Deslizamento total. Fonte: adaptado de Abramento e Whittle (1995).

2.3.1 Fatores que influenciam as condições de contorno de ensaios de arrancamento

Dentre os vários fatores que influem na magnitude da força de arrancamento, citam-se: o confinamento e a dilatância do solo; teor de umidade, grau de compactação e granulometria do solo; velocidade de ensaio; abertura da parede frontal da caixa de testes para saída da inclusão; dimensões e rigidez das paredes da caixa; e geometria e propriedades mecânicas do corpo-de-prova de geossintético.

O aumento da sobrecarga resulta em uma maior força de arrancamento. Isto ocorre porque se melhora o contato do geossintético com o solo circundante, incrementando a força

de atrito de interface e dificultando a ação de corte dos membros transversais da geogrelha. Como consequência disto, a resistência passiva também aumenta. Segundo Farrag, Acar e Juran (1993), a resistência de interface solo-geogrelha é mobilizada de forma mais uniforme ao longo da inclusão com baixas tensões confinantes. O aumento do confinamento restringe o deslocamento da geogrelha. Isto resulta numa maior mobilização da resistência de interface perto do ponto de aplicação da força de arrancamento e uma menor mobilização da resistência na extremidade passiva do reforço (FARRAG; ACAR; JURAN, 1993). Ou seja, as curvas de distribuição dos deslocamentos ao longo do geossintético, em função da porcentagem da resistência máxima ao arrancamento tornam-se mais inclinadas com o aumento da sobrecarga (Figura 21a). Além disso, a curva "força de arrancamento x deslocamento" se desloca para a esquerda e o seu valor de pico aumenta (Figura 21b). A consequência deste comportamento é que o comprimento necessário de ancoragem do reforço pode ser diminuído com a profundidade numa obra de muro de solo envelopado, por exemplo.

Figura 21. Efeito da sobrecarga. (a) Curvas de deslocamentos ao longo do geossintético. (b) e (c) Curvas "Força de arrancamento x deslocamento". Fonte: (a) Adaptado de Farrag, Acar e Juran (1993). (b) Adaptado de Ochiai et al. (1996).

A restrição da dilatância tem o efeito de aumentar o confinamento do solo próximo à inclusão (ALFARO; MIURA; BERGADO, 1995), fazendo com que as tensões totais do solo nessa região sejam diferentes das sobrecargas aplicadas durante o ensaio (TEIXEIRA, 2003). Hayashi, Shahu e Watanabe (1999) verificaram este fenômeno por meio de células de tensão

total em pedregulho arenoso denso e geogrelha rígida. Os autores concluem que a dilatância impedida com baixas sobrecargas, contribui para o aumento da tensão normal na interface solo-reforço, aumentando a resistência ao arrancamento.

Alfaro et al. (1995) propôs um modelo conceitual de interação solo-reforço baseado no efeito da restrição da dilatância na resistência ao arrancamento de geogrelhas rígidas (Figura 22). Os autores afirmam que há o desenvolvimento de mecanismos de interação bi e tridimensionais. O mecanismo bidimensional se deve à interação solo-inclusão, enquanto que o tridimensional é consequência do efeito da dilatância restringida do solo. À medida que o geossintético é arrancado, o solo adjacente tende a dilatar-se (Figura 22a). Entretanto, a zona adjacente não-dilatante atua impedindo a dilatância do solo na zona dilatante. Isto gera tensões cisalhantes no contato entre a zona dilatante e não-dilatante (Figura 22a), resultando no aumento das tensões normais nas extremidades laterais do reforço (B_e) (Figura 22b). Dessa forma, um mecanismo de interação tridimensional se desenvolve nas extremidades do corpo-de-prova (B_e), ao mesmo tempo em que ocorre um mecanismo bidimensional na seção central do geossintético ($B_G - 2B_e$) (Figura 22b) (HAYASHI; SHAHU; WATANABE, 1999).

Figura 22. Proposta de Alfaro et al. (1995) de interação solo-reforço baseado na dilatância restringida. (a) Tensões cisalhantes e deformações mobilizadas no solo adjacente ao reforço. (b) Distribuição das tensões normais no reforço. Fonte: Adaptado de Alfaro et al. (1995). Nota: B_G - Largura da inclusão; B_e - Largura da inclusão afetada pelo mecanismo de interação tridimensional.

Este mecanismo proposto por Alfaro et al. (1995) explica a influência da largura do geossintético na resistência ao arrancamento. Alfaro et al. (1995), Alfaro, Miura e Bergado (1995), Farrag, Acar e Juran (1993) e Ochiai et al. (1996) demonstraram que a diminuição da largura do corpo-de-prova em relação à caixa de testes resulta em maior força de arrancamento em ensaios de grande porte. Kakuda (2005) encontrou o mesmo efeito em testes com equipamento de pequenas dimensões. Isto ocorre, pois à medida que a inclusão ocupa a largura da caixa de testes, menor é a zona não-dilatante durante o arrancamento. Ou seja, " B_e " diminui. Quando o geossintético ocupa toda a largura da caixa, o mecanismo de interação passa ser unicamente bidimensional.

No entanto, o atrito entre o solo e as paredes laterais da caixa de arrancamento pode causar o efeito inverso ao descrito acima. A sobrecarga aplicada pode ser parcialmente transferida para as paredes da caixa pelo atrito desenvolvido, resultando na redução da tensão normal no geossintético (FARRAG; ACAR; JURAN, 1993). Para minimizar este atrito entre o solo e as paredes internas da caixa de testes, recomenda-se o revestimento das paredes com sanduíche de membranas lubrificadas (ALFARO; MIURA; BERGADO, 1995; OCHIAI et al., 1996).

Ao contrário, se o atrito entre o solo e a parede frontal da caixa não for minimizado, o efeito será de um aumento da força máxima de arrancamento. Palmeira e Milligan (1989) investigaram esta condição variando a rugosidade da parede frontal. Os autores concluem que ele pode ser minimizado com a lubrificação da mesma.

Nakamura, Mitachi e Ikeura (2003) avaliaram a influência da abertura frontal da caixa de arrancamento. Os autores utilizaram aberturas de 4, 6 e 8 mm e solo arenoso com diâmetro médio de 0,29 mm. Eles concluem que a abertura ideal é de 4 mm, o dobro da espessura dos elementos da geogrelha estudada. No entanto, eles não fornecem a relação da abertura para saída do geossintético com o diâmetro máximo do solo. Alfaro, Miura e Bergado (1995)

utilizaram caixa de arrancamento de grande porte com abertura para saída da inclusão de 50 mm. O solo utilizado foi um pedregulho bem graduado com diâmetro médio de 4,74 mm. Os autores não fornecem o valor do diâmetro máximo do solo empregado. Os estudos de Kakuda (2005) utilizando caixa de arrancamento de pequeno porte, com abertura para saída da geogrelha de 8 mm, foram realizados com solos de diâmetro máximo de 2 mm e geogrelha com espessura de 1,5 mm.

Jewell et al. (1984) sugerem a existência de uma relação entre o diâmetro das partículas do solo e a geometria da geogrelha que confere eficiência no mecanismo de transferência de carga. As partículas do solo devem penetrar na malha da geogrelha de tal sorte que o geossintético possa atuar aumento o confinamento e o embricamento entre os grãos. Teixeira, Bueno e Zornberg (2007) mostram que há um espaçamento ótimo entre membros transversais para uma geogrelha e solo específico e, valores diferentes deste, causam a interferência entre os elementos da geogrelha diminuindo a resistência ao arrancamento. Sarsby (1985 apud KOERNER, 1999) sugere que esta relação deva ser $S / D_{50} > 3,5$, sendo "S" a menor dimensão da abertura da malha da geogrelha e " D_{50} " o diâmetro médio das partículas de solo. Palmeira e Milligan (1989) analisam a relação entre a espessura da geogrelha (B) e o diâmetro médio das partículas do solo (D_{50}) que melhora o mecanismo de transferência de carga solo-reforço. Os autores afirmam que essa relação deve ser $B / D_{50} < 10$. Jewell (1996) incorpora no cálculo do coeficiente de aderência " α_b " dois fatores que levam em conta a geometria da geogrelha (seção transversal e espaçamento entre membros transversais) e o diâmetro médio do solo. Estes fatores podem aumentar a transferência de carga por resistência passiva em duas vezes ou mais (JEWELL, 1996).

A elevação do grau de compactação do solo causa um aumento progressivo na resistência ao arrancamento, e a relação entre ambos é linear (KAKUDA, 2005; TEIXEIRA, 1999, 2003).

SARSBY, R. W. (1985). The influence of aperture size/particle size on the efficiency of grid reinforcement. In: CANADIAN SYMPOSIUM ON GEOTEXTILES AND GEOMEMBRANES, 2., Edmonton. **Proceedings...** Edmonton: The Geotechnical Society of Edmonton, p. 7-12.

Farrag, Acar e Juran (1993) utilizaram velocidades de arrancamento de 2, 6, 10 e 20 mm/min em ensaios com areia uniforme. Os autores afirmam que houve uma redução de 25% na força máxima de arrancamento ao aumentar a velocidade de 2 para 20 mm/min e que maiores velocidades mobilizam menores deformações ao longo do reforço. Eles recomendam velocidades de testes menores que 6 mm/min. Entretanto, Lopes e Ladeira (1996) verificaram que o aumento da velocidade resulta em aumento da resistência ao arrancamento. Os autores afirmam que ao variar a velocidade de 1,8 para 22 mm/min., a resistência ao arrancamento aumentou 30%. Ao contrário de Farrag, Acar e Juran (1993), Lopes e Ladeira (1996) utilizaram uma areia pedregulhosa bem graduada em seus ensaios. Estes afirmam que o alongamento da geogrelha diminui com o aumento da velocidade do teste. Ou seja, em relação às deformações há uma concordância entre os estudos citados. Kakuda (2005) observou, por meio de equipamento de pequeno porte, o mesmo comportamento relatado por Lopes e Ladeira (1996). O solo utilizado foi uma areia argilosa bem graduada. Kakuda (2005) afirma que a força de arrancamento máxima aumentou em 12% quando a velocidade de ensaio passou de 8 para 100 mm/min. O autor conclui que velocidades entre 2 e 8 mm/min têm pouca influência nos resultados da resistência ao arrancamento.

Em relação ao tipo de solo, Kakuda (2005) verificou que maiores teores de argila no solo resultam em menores coeficientes de interação. Em solos mais argilosos a parcela de contribuição da adesão de interface na resistência ao arrancamento é maior. Neste tipo de solo, as condições de drenagem ganham maior importância pois são restritas e quando o teor de umidade é elevado, a aplicação de sobrecargas podem gerar pressões neutras que diminuem a resistência ao arrancamento das geogrelhas (TEIXEIRA, 2003).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os equipamentos e materiais utilizados nesta pesquisa, quais sejam, a caixa de arrancamento, os solos e os geotêxteis.

3.2 CAIXA PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE

A caixa de arrancamento de pequenas dimensões foi construída por Teixeira (2003) e utilizada por Kakuda (2005) e Kakuda, Bueno e Teixeira (2006). Esta caixa foi adaptada para esta pesquisa, visando a implementação de um sistema de medida direta dos deslocamentos ao longo do corpo-de-prova durante os ensaios.

A caixa possui dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura. Portanto, a quantidade de solo necessária para a realização dos ensaios é de apenas 0,01125 m³ (2% do volume empregado em equipamentos de grandes dimensões). A sua parede frontal possui uma abertura de 8 mm em toda sua extensão para saída da inclusão e seu acoplamento à garra responsável pela aplicação da força de arrancamento. Há um suporte soldado na parte traseira da caixa através do qual esta é fixada a máquina universal por meio de parafusos. Rasgos de 40 mm de largura e 3 mm de altura foram realizados na parede

traseira da caixa de arrancamento, possibilitando a medida direta de deslocamentos ao longo do geossintético.

Além disso, foi fabricado um suporte para elevar a caixa de testes e criar um espaço de 150 mm, permitindo a movimentação de pesos amarrados a fios de aço inoxidável conectados ao geossintético. Estes pesos servem de mira para o medidor de deslocamentos. Na Figura 23 é apresentada uma perspectiva da caixa para ensaios de arrancamento de pequenas dimensões.

Figura 23. Perspectiva da caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento. Nota: Dimensões em mm.

Os deslocamentos do corpo-de-prova foram obtidos através de um sistema composto por fios de aço inoxidável de 0,35 mm de diâmetro e dois pesos, de 200 g de massa, que servem de mira para um medidor de deslocamentos a laser. Este medidor de deslocamento foi inteiramente desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos para medida externa das deformações de geossintéticos em ensaios de tração (Bueno, 2006). Cada um dos dois sensores óticos do equipamento emite um feixe de laser e procura o limite entre a superfície reflexiva e a superfície opaca dos pesos. No decorrer dos ensaios, os sensores acompanham a movimentação da mira previamente determinada e fornecem deslocamentos com resolução de centésimos de milímetros. A Figura 24 apresenta o medidor de deslocamentos a laser e seus componentes: computador, controlador lógico programável (CLP), contadores que mostram a posição dos sensores superior e inferior, motores de passo, sensores óticos e braços de posicionamento dos mesmos.

Figura 24. Medidor de deslocamentos a laser e seus componentes. (a) Vista geral do equipamento; (b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores; (c) Sensores óticos e braços de posicionamento dos mesmos.

A aquisição dos dados do ensaio pelo computador é realizada com um programa implementado por Avesani Neto (2005) no software LabVIEW®. Este programa gera, ao final do ensaio, um arquivo de extensão ".txt" contendo os dados de força de arrancamento (em kg) e posições dos sensores óticos (em mm) ao longo do tempo.

A aplicação da sobrecarga é realizada com o uso de ar comprimido injetado numa bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. Dessa maneira, as pressões aplicadas no interior da bolsa chegam integralmente ao solo no interior da caixa, e a sobrecarga é aplicada de forma homogênea e constante durante todo o ensaio de arrancamento. A pressão de ar é controlada por uma válvula reguladora da "Norgreen" e um transdutor de pressão da marca "Sodmex", tipo HMI-2300. A alimentação e leitura do sinal do transdutor são realizadas por uma fonte e um multímetro de mesa da Minipa, modelos MPS 3006D e MDM-8155, respectivamente.

Foram utilizados uma garra pneumática conectada a célula de carga, de duas toneladas de capacidade máxima, para aplicação e registro da força de arrancamento. Esta conecta-se à máquina universal de 100 kN de capacidade da Emic modelo DL – 10000. Desse modo, a força de arrancamento ao longo do tempo também é registrada diretamente em computador.

3.3 SOLOS UTILIZADOS NA PESQUISA

Dois solos foram utilizados nesta pesquisa. A Figura 25 exibe as curvas granulométricas e a Tabela 3.1 a caracterização dos mesmos. O solo 1, nomeado como base, é um pedregulho areno-siltoso oriundo de Navasota no Texas – EUA e é utilizado como camada de base de pavimentos. O solo 2, designado como subleito, é um solo argiloso proveniente do município de Austin no Texas-EUA, onde é conhecido como “fire clay”. O uso destes materiais faz parte de uma parceria de pesquisa entre a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo e a Universidade do Texas em Austin.

Buscando minimizar interferências nas condições de contorno dos ensaios de arrancamento, foi realizada a correção granulométrica do solo da camada de base visando atender os critérios da ASTM D6706. Para a caixa de arrancamento utilizada, os valores de " D_{85} " e " D_{max} " calculados para que o material atenda estas relações são apresentados graficamente na Figura 25 através de linhas pontilhadas. Em todos os ensaios, o solo de base refere-se ao solo com a curva granulométrica modificada.

Figura 25. Curvas granulométricas dos solos utilizados na pesquisa com representação dos valores de D_{max} e D_{85} do solo recomendado pela ASTM D6706, para utilização na caixa de arrancamento de pequenas dimensões.

A compactação do solo no interior da caixa de testes se deu através de um compactador pneumático “Bosch”, modelo GSH 11E, com o acoplamento em sua haste de uma sapata quadrada de 150 mm de largura (Figura 26).

(a)

(b)

Figura 26. Equipamento utilizado para a compactação do solo no interior da caixa de testes. (a) Compactador pneumático “Bosch”; (b) Sapata quadrada com 150 mm de aresta que é acoplada ao equipamento.

Tabela 3.1 – Propriedades dos solos utilizados na pesquisa.

Propriedades	Solos ^(a)	
	1	2
Nome	Base	Subleito
ρ_s (g/cm ³)	2,70	2,70
w_L (%)	_____	59
w_P (%)	_____	23
IP (%)	_____	36
$\rho_{d,max}$ (g/cm ³) ^(b)	2,27 ^(c)	1,73
w_{ot} (%) ^(b)	7 ^(c)	19
ϕ' (°)	45 ^(d)	17 ^(e)
c (kPa)	_____	0 ^(e)
GC (%)	100	100
Classificação (SUCS)	GM	CH

Nota: (a) Valores fornecidos por Gupta (2006); (b) Ensaio de Proctor com Energia Normal; (c) Ensaio de Proctor realizado segundo Método C da ASTM D 698-00a; (d) Estimativa segundo Lambe e Whitman (1979); (e) Ensaio de cisalhamento direto.

3.4 GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Quatro diferentes geossintéticos foram utilizados nesta pesquisa: uma geogrelha rígida de polipropileno, um geotêxtil tecido de polipropileno, uma geogrelha rígida de fibra de vidro e uma geogrelha rígida de poliéster revestida com PVC. As características dos reforços estão na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características dos geossintéticos utilizados na pesquisa.

Tipo de geossintético e material de fabricação		GG PP	GT PP	GG FV	GG PET
Propriedade	Sentido de fabricação				
Resistência à tração (kN/m)	Long	12,4	70	50	29,2
	Transv	19,0	70	50	29,2
Módulo de rigidez a 2 % de deformação (kN/m)	Long	205	700		365
	Transv	330	965		365
Módulo de rigidez a 5 % de deformação (kN/m)	Long	170	700		268
	Transv	268	760		268
Abertura da malha (mm)	Long	25,0		22,5	25,4
	Transv	33,0		30,0	25,4
Espessura do elemento (mm)	Transv	0,76		1,50	1,50

Nota: Valores nominais fornecidos pelos fabricantes. GG– Geogrelha; GT– Geotêxtil tecido; PP– Polipropileno; FV – Fibra de vidro; PET - Poliéster; Long – Longitudinal; Transv – Transversal.

Estes geossintéticos são fabricados para utilização em reforço de base de pavimentos. Por isso, possuem elevada rigidez e foram utilizados na primeira parte deste programa experimental. A Figura 27 apresenta os geossintéticos utilizados na pesquisa.

Figura 27. Geossintéticos utilizados na pesquisa. (a) GG PP; (b) GT PP; (c) GG FV; (d) GG PET.

3.5 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Inicialmente, fios de aço inoxidável eram fixados em junções das geogrelhas ou elementos do geotêxtil tecido a distâncias de 90 e 165 mm em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

As paredes internas da caixa de arrancamento foram revestidas com duas camadas de plástico fino e rígido intercaladas com graxa, visando diminuir o atrito de interface solo-caixa. Após a compactação da primeira camada de solo, o geossintético era posicionado e, em seguida, compactava-se a segunda camada. Os solos foram utilizados na umidade ótima e com 100 % de grau de compactação na energia normal, havendo reuso de material. Uma placa retangular de madeira, com arestas de dimensões um pouco menores que as medidas internas da caixa, foi utilizada para auxiliar o início da compactação. A camada com argila (subleito) era compactada em duas etapas, enquanto que o pedregulho (base) em apenas uma. Quando

este era utilizado, posicionava-se um geotêxtil não-tecido de baixa gramatura para proteção da bolsa inflável de PVC da tampa da caixa de testes.

Preenchida a caixa de arrancamento, esta era tampada e tiras de geotêxtil não-tecido coladas nos elementos da geogrelha a ser ensaiada, com o objetivo de evitar seu escorregamento na garra. Para isto, utilizava-se um adesivo de contato. Nos ensaios com geotêxtil tecido, colava-se uma faixa de geotêxtil não-tecido em uma face do corpo-de-prova em contato com a garra. A outra face era dobrada e colada, de forma que uma barra de aço pudesse ser inserida evitando o escorregamento do geossintético no mordente da garra.

Em seguida, a caixa de arrancamento era posicionada na máquina universal, o corpo-de-prova preso à garra, a sobrecarga aplicada e os sensores óticos de leitura de deslocamentos ajustados. Realizava-se então o ensaio de arrancamento à velocidade de 3 mm/min. Esta velocidade foi adotada com o objetivo de, futuramente, realizar uma comparação entre os resultados obtidos nesta caixa de pequenas dimensões e os resultados dos ensaios de arrancamento que estão sendo realizados na Universidade do Texas em Austin em equipamento de grande porte com os mesmos solos e geossintéticos. A Figura 28 apresenta o layout do ensaio de arrancamento de pequeno porte.

Figura 28. Layout do ensaio de arrancamento de pequenas dimensões. a) Posicionamento da caixa de testes. b) Posicionamento do transdutor de deslocamentos a laser.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta e analisa os resultados dos ensaios de arrancamento.

4.1 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Os ensaios foram realizados variando-se o tipo de solo e de geossintético. Para cada combinação utilizou-se duas diferentes sobrecargas, 7 e 21 kPa. Estas sobrecargas foram escolhidas para reproduzir os níveis de tensões usualmente empregadas em pavimentos rodoviários. A Tabela 4.1 mostra as configurações dos ensaios realizados.

As curvas obtidas em todos os ensaios possuem comportamento similar aos descritos na literatura, ou seja, o ponto de medida de deslocamento mais próximo à aplicação da força de arrancamento é mobilizado antes do ponto mais distante. Além disso, se caracterizam por apresentarem um valor máximo de resistência ao arrancamento e tendem a estabilizar nesse valor, ou a sofrer um pequeno decréscimo após o pico da curva.

Os resultados dos ensaios 1 e 2 estão apresentados na Figura 29. Na Figura 30 apresentam-se as curvas dos ensaios 5 e 6 e a Figura 31, as dos ensaios 19 e 20. As diferenças impostas a estes ensaios são devidas às combinações entre as camadas de solo. Os ensaios 1 e 2 (Figura 29) foram realizados com o solo de subleito acima e abaixo da inclusão. Nos ensaios 5 e 6 (Figura 30), a camada inferior é de subleito e a superior é de solo de base. Nos testes 19 e 20 (Figura 31), o material granular (base) foi utilizado nas duas camadas. O geossintético utilizado nestes ensaios foi a geogrelha de polipropileno (PP), orientada no sentido transversal de fabricação.

Tabela 4.1 - Configurações dos ensaios de arrancamento.

Ensaio N°	Camada Inferior	Geossintético / Direção de Fabricação	Camada Superior	Sobrecarga (kPa)
1	Subleito	GG PP / Transversal	Subleito	7
2	Subleito	GG PP / Transversal	Subleito	21
3	Subleito	GG PP / Longitudinal	Base	7
4	Subleito	GG PP / Longitudinal	Base	21
5	Subleito	GG PP / Transversal	Base	7
6	Subleito	GG PP / Transversal	Base	21
7	Subleito	GG PET / Longitudinal	Base	7
8	Subleito	GG PET / Longitudinal	Base	21
9	Subleito	GG PET / Transversal	Base	7
10	Subleito	GG PET / Transversal	Base	21
11	Subleito	GT PP / Longitudinal	Base	7
12	Subleito	GT PP / Longitudinal	Base	21
13	Subleito	GT PP / Transversal	Base	7
14	Subleito	GT PP / Transversal	Base	21
15	Subleito	GG FV / Longitudinal	Base	7
16	Subleito	GG FV / Longitudinal	Base	21
17	Subleito	GG FV / Transversal	Base	7
18	Subleito	GG FV / Transversal	Base	21
19	Base	GG PP / Transversal	Base	7
20	Base	GG PP / Transversal	Base	21
21	Base	GG PET / Longitudinal	Base	7
22	Base	GG PET / Longitudinal	Base	21
23	Base	GG PET / Transversal	Base	7
24	Base	GG PET / Transversal	Base	21
25	Base	GG FV / Longitudinal	Base	7
26	Base	GG FV / Longitudinal	Base	21

Nota: GG - Geogrelha; GT - Geotêxtil Tecido; PP - Polipropileno; FV - Fibra de Vidro.

Figura 29. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 1. b) Ensaio 2. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 30. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 31. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 19. b) Ensaio 20. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Nos resultados apresentados na Figura 31, percebe-se que as curvas atingem um patamar em que a força de arrancamento tende a permanecer constante para, em seguida, voltar a crescer com os deslocamentos. Entende-se que este comportamento se deve ao ancoramento da geogrelha na saída da caixa de testes, pois o diâmetro máximo das partículas do solo granular é 19 mm e a abertura da caixa para saída da inclusão é 8 mm. Há portanto, uma ancoragem da geogrelha na saída da caixa de ensaios. Porém, tanto nestes ensaios (Figura 31) quanto nos que serão apresentados posteriormente, este fenômeno só ocorreu com deslocamentos relativamente grandes. Nos ensaios 19 e 20 (Figura 31), o ancoramento ocorreu quando o ponto de leitura “P2” apresentava deslocamentos em torno de 8 e 12 mm, respectivamente. É possível admitir que o primeiro patamar da curva força de arrancamento x deslocamento seria o “valor máximo natural de arrancamento do ensaio”, em todos os testes em que o fenômeno ocorreu. Este ancoramento se dá quando o primeiro elemento transversal do reforço sai da caixa de testes e, então, é impedido de deslocar em alguns pontos pelas partículas do solo que ficam presas na abertura da caixa. A figura abaixo é uma foto do ensaio 21, em que este fenômeno foi bastante evidenciado.

Figura 32. Ancoramento de geogrelha na saída da caixa de testes. Foto traseira do ensaio 21.

A força máxima de arrancamento e a correspondente deformação do geossintético não seguem uma lógica, antes dependem das condições em cada teste. Analisando a Figura 29a e a Figura 30a, por exemplo, percebe-se que para a sobrecarga de 7 kPa não houve ganho de resistência ao arrancamento com a substituição da argila pelo pedregulho na camada superior. No ensaio 1, o pico ocorreu com 13,7 kN/m (Figura 29a) e no ensaio 5 (Figura 30a) com 12,7 kN/m. Ao utilizar o solo de base nas duas camadas (Figura 31a), a força máxima ao arrancamento diminuiu para 8,5 kN/m. Nos ensaios 1 e 5 (Figura 29a e 29a), a força atingiu o pico com deslocamentos similares, em torno de 4 mm. No teste 19 (Figura 31a), o pico ocorreu com 8 mm de deslocamento.

Ao contrário dos testes com tensão normal de 7 kPa, a força máxima de arrancamento aumentou nos ensaios com sobrecarga de 21 kPa, ao se substituir a argila pelo pedregulho na camada superior (Ensaio 2 - Figura 29b e Ensaio 6 - Figura 30b). Entretanto, ao utilizar o material granular nas duas camadas (Ensaio 20 - Figura 31b), a força máxima ao arrancamento diminuiu em relação ao Ensaio 6 (Figura 30b), que possui configuração subleito-base. No Ensaio 2 (Figura 29b), o pico da curva força x deslocamento foi atingido com 5 mm de deslocamento, enquanto que nos ensaios 6 e 20 (Figura 30b e Figura 31b), este ponto ocorreu para 6 e 10 mm, respectivamente.

Além disto, os resultados permitem observar que as curvas da Figura 29 estão mais à esquerda, em relação às curvas da Figura 30. Em princípio, isto parece indicar uma rigidez maior de interação solo-geossintético nos testes 1 e 2 (Figura 29) em relação aos testes 5 e 6 (Figura 30). Entretanto, isto não é confirmado pela análise das curvas módulo de rigidez (J) x deformação, que será abordada no próximo subitem. Nesta avaliação de rigidez x deformação, os ensaios com base na camada superior (Figura 30) mostraram conferir maior rigidez ao sistema que os testes com subleito nas duas camadas (Figura 29).

Analisando a Figura 31, percebe-se também que o aumento da sobrecarga fez com que a curva força de arrancamento x deslocamento se deslocasse para a esquerda e atingisse a “resistência máxima natural ao arrancamento” com deslocamentos maiores (7 mm para a sobrecarga de 7 kPa e 10 mm para 21 kPa). Este comportamento está de acordo com o reportado por Alfaro, Miura e Bergado (1995), Ochiai et al. (1996) e Kakuda (2005) que também relatam o deslocamento para a esquerda da curva força x deslocamento com o aumento da sobrecarga e a ocorrência do pico com deslocamentos maiores.

O melhor comportamento dos ensaios com a configuração subleito-base (Figura 30), em relação aos testes realizados com a seqüência base-base (Figura 31), pode ser explicado pelo agulhamento do geossintético, ou seja, pela cravação da geogrelha no momento da compactação da camada superior nos ensaios 5 e 6 da Figura 30. Isto foi verificado no desmonte dos ensaios. Observou-se também que esta cravação não é uniforme. A penetração do reforço, de maneira heterogênea, na camada inferior induz um pré-tensionamento do geossintético e, conseqüentemente, um aumento da rigidez inicial do sistema. Além disso, as partículas de pedregulhos que penetram o interior da malha da inclusão sofrem um ancoramento na porção da grelha em que se situa a partícula em contato com o solo argiloso, contribuindo para o aumento da resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais. Este fenômeno também pode ocorrer em campo. Portanto, a rigidez do geossintético para pequenas deformações pode ser afetada, positivamente, pelo fenômeno do agulhamento.

A Figura 33 apresenta as curvas obtidas nos ensaios 3 e 4. Os resultados dos testes 7 e 8 estão apresentados na Figura 33, enquanto os pares de ensaios 11 - 12 e 15 - 16 estão mostrados nas Figuras 34 e 35, respectivamente. A única diferença entre as condições de ensaio destes testes é o geossintético utilizado.

Figura 33. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 3. b) Ensaio 4. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 34. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 7. b) Ensaio 8. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PET – Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 35. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 11. b) Ensaio 12. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GT – Geotêxtil Tecido; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 36. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 15. b) Ensaio 16. Nota: $F_{\max}$ – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; FV –Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Analisando as Figuras 33 a 36, percebe-se que, para sobrecarga de 7 kPa, o pico da força de arrancamento foi maior quando o reforço utilizado foi a geogrelha de fibra de vidro (7,3 kN/m) que quando se empregou a geogrelha de poliéster (6,8 kN/m) ou o geotêxtil tecido de polipropileno (6,2 kN/m). Entretanto, para sobrecarga de 21 kPa, os valores máximos dos sistemas reforçados com a geogrelha de fibra de vidro (FV) e com o geotêxtil tecido de polipropileno (PP) foram semelhantes (7,8 e 7,9 kN/m, respectivamente). O pico para o ensaio reforçado com a geogrelha de poliéster (PET) foi de 11,3 kN/m. No ensaio em que se empregou a geogrelha PP, obteve-se a maior resistência ao arrancamento para as duas sobrecargas (Figura 33).

Isto ocorreu apesar do geotêxtil tecido possuir a maior resistência à tração no sentido de fabricação ensaiado (70 kN/m) em relação às geogrelhas de polipropileno (12,4 kN/m), de poliéster (29,2 kN/m) e de fibra de vidro (50 kN/m). Esse comportamento pode ser explicado pelo mecanismo de interação do geotêxtil tecido com o solo, que é puramente atritivo. No caso das geogrelhas, há também a contribuição do contato solo-solo que existe na abertura da malha do geossintético e o desenvolvimento da resistência passiva que ocorre à frente dos

elementos transversais. Esta última parcela costuma fornecer contribuição significativa na interação solo-reforço durante o arrancamento.

Com o aumento da sobrecarga, esperava-se que o aumento da resistência ao arrancamento da geogrelha FV fosse maior que do geotêxtil PP devido à melhora do contato solo-solo entre as áreas vazias e do aumento da resistência atritiva sobre a área cheia da geogrelha. Dessa forma, a ação de corte dos membros transversais seria dificultada e a contribuição das resistências passiva e atritiva aumentadas. Foi o que ocorreu com a geogrelha PET.

Porém, a geogrelha FV apresentou baixo desempenho para a sobrecarga maior. Isto é devido, possivelmente, à ruptura da inclusão em vários pontos durante o arrancamento, ao baixo coeficiente de atrito de interface e à baixa resistência das conexões entre membros longitudinais e transversais. É importante lembrar que o rompimento do reforço ocorreu com uma solicitação máxima de apenas 7,8 kN/m, valor este bastante inferior à sua resistência nominal à tração (50 kN/m). A Figura 37 mostra as condições do reforço após o ensaio. Vale salientar que a preparação e execução do ensaio de arrancamento é um procedimento bastante agressivo e que condições tão severas quanto estas podem não ocorrer em campo. No entanto, uma das desvantagens do uso de geogrelhas de fibra de vidro no presente estudo é que este material é bastante sensível aos danos de instalação provocados pelo pedregulho.

Para esclarecer este fato, foram realizados ensaios de danos de instalação desta geogrelha. Inicialmente, procedeu-se os ensaios de tração com a amostra virgem e depois com o material danificado. Os resultados do material virgem mostraram grande variabilidade na resistência da geogrelha FV, evidenciando a necessidade de melhoras no seu processo de fabricação. A resistência à tração média da geogrelha FV virgem, no sentido longitudinal de fabricação, foi de 51,4 kN/m com uma variância de 20,6 %. A média da deformação na ruptura foi de 1,6 % com variação de 13,2 %. Após sofrer os danos de instalação, a resistência

média do material atingiu 24,1 kN/m, com variância de 14,2%. Ou seja, a resistência à tração da geogrelha de fibra de vidro, no sentido longitudinal de fabricação, após os danos de instalação é um pouco menor que a metade de sua resistência na condição intacta. A Tabela 4.2 fornece um resumo deste ensaio.

Figura 37. Geogrelha de fibra de vidro com escorregamento dos membros transversais (evidenciando a baixa resistência de junta) e ruptura em vários pontos após ensaio de arrancamento com solo argiloso (subleito) na camada inferior e pedregulho areno-siltoso (base) na camada superior, sobrecarga de 21 kPa.

Entretanto, a resistência à tração do material danificado (24,1 kN/m) ainda é bastante superior à solicitação máxima (7,8 kN/m) que a geogrelha FV sofreu no Ensaio 16 (Figura 36b) em houve a ruptura da inclusão. Isto se deve, provavelmente, pelo fato do pedregulho utilizado como camada de base possuir formato angular e, por isso, é um solo bastante agressivo ao geossintético. Portanto, além dos danos iniciais, estes pontos de fragilidade estabelecidos na geogrelha FV, provavelmente, foram tornando-se ainda mais frágeis conforme o movimento do reforço e o rearranjo das partículas do pedregulho durante o ensaio de arrancamento.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de danos de instalação da geogrelha de fibra de vidro. Nota: FV – Fibra de vidro; T_{ult} – Resistência última à tração; C_v – Coeficiente de variação; ϵ_{rupt} – Deformação na ruptura; Long – Longitudinal (sentido de fabricação); Transv – Transversal (sentido de fabricação).

Amostra da Geogrelha FV		T_{ult} (kN/m)	C_v (%)	ϵ_{rupt} (%)	C_v (%)
Virgem	Long	51,4	20,6	1,6	13,2
	Transv	64,0	11,0	1,9	16,7
Danificada	Long	24,1	14,2	1,3	23,2
	Transv	44,8	17,2	1,1	18,4

As figuras 38 à 41, apresentadas a seguir, fornecem os resultados dos ensaios de arrancamento com configurações similares aos mencionados acima (geossintéticos, sobrecargas e solo de subleito na camada inferior e base na superior), porém com os reforços sendo solicitados na direção transversal de fabricação. A Figura 38 é a repetição da Figura 30, com o propósito de facilitar as comparações necessárias.

Figura 38. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6. Nota: $F_{\max}$ – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 39. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 9. b) Ensaio 10. Nota: $F_{\max}$ – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; PET – Poliéster; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 40. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 13. b) Ensaio 14. Nota: $F_{\max}$ – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GT - Geotêxtil tecido; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 41. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 17. b) Ensaio 18. Nota: $F_{\max}$ – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Ao contrário do que ocorreu nos ensaios com os geossintéticos dispostos no sentido longitudinal (Figura 33 à Figura 36), a geogrelha FV forneceu o pior desempenho em todos os testes em que foi solicitada ao longo do sentido transversal de fabricação. Nesta série de ensaios, a geogrelha PP apresentou a maior resistência ao arrancamento (12,7 e 18,7 kN/m, para sobrecargas de 7 e 21 kPa, respectivamente), seguida da geogrelha PET (7,9 e 12,2 kN/m) e do geotêxtil PP (4,2 e 8,1 kN/m).

A geogrelha FV apresentou desempenho no sentido transversal (Figura 41) bastante inferior aos testes realizados no sentido longitudinal de fabricação (Figura 36). Isto se deu, principalmente, pela baixa resistência das juntas do material. No entanto, nestes ensaios não ocorreu a ruptura do reforço. A Figura 42 mostra o corpo-de-prova exumado após a execução do ensaio 18 (Figura 41b). Os elementos dispostos no sentido transversal ao arrancamento simplesmente deslizaram-se ao longo dos membros longitudinais de maneira uniforme, conforme apresentado na Figura 42a. A Figura 42b é um detalhe na porção central do geossintético e mostra as posições originais e finais dos pontos de medida dos deslocamentos ao longo da inclusão.

Figura 42. Fotos da geogrelha FV após o ensaio 28 que evidenciam a baixa resistência de junta do material. (a) Vista geral do corpo-de-prova mostrando o padrão de deslizamento similar de todos os membros transversais, com desconexão total dos dois últimos membros. (b) Detalhe do corpo-de-prova que mostra as posições originais e finais dos pontos de medida deslocamentos.

A amostra virgem da geogrelha de FV, no sentido transversal de fabricação, apresentou resistência à tração média de 64,03 kN/m, com variância de 11,0 %. A média da deformação de ruptura foi de 1,9 % e coeficiente de variação de 16,7 %. Após os danos de instalação, a resistência à tração obtida foi de 44,80 kN/m, com variância de 17,2 % (Tabela 4.2). Ou seja,

a geogrelha FV perde 30% da resistência à tração em condições danificadas em relação à amostra virgem. Comparando os resultados de resistência ao arrancamento e danos de instalação obtidos com a geogrelha de FV nos dois sentidos de fabricação, fica evidenciada a importância da resistência das conexões entre os membros da geogrelha em conjunto sua resistência à tração. As fotos nas Figura 42 e Figura 37 ilustram a maior fragilidade da resistência das juntas do geossintético na direção transversal de fabricação em relação à longitudinal.

Analizando todos os ensaios com solo de subleito na camada inferior e de base na superior (Figura 33 à Figura 36 e Figura 38 à Figura 41), nota-se que a geogrelha PP foi a que apresentou os maiores valores de resistência ao arrancamento. A geogrelha PP possui resistências de 12,4 kN/m (longitudinal) e 19,0 kN/m (transversal), a geogrelha PET 29,2 kN/m nos dois sentidos de fabricação e o geotêxtil tecido PP 70 kN/m no sentido longitudinal. Isto se deve às características geométricas da geogrelha PP e de sua resistência de junta, que é de 15,4 e 29,0 kN/m no sentido longitudinal e transversal de fabricação, respectivamente (GUPTA, 2006). A geogrelha PET possui resistência de junta de 5,8 kN/m no sentido longitudinal e 7,1 kN/m no sentido transversal de fabricação (GUPTA, 2006). Portanto, pode-se concluir que a resistência de junta de geogrelhas é mais influente que a resistência à tração do material na resistência máxima ao arrancamento. Entretanto, deve-se atentar que quanto maior a resistência de junta, mais solicitado serão os elementos longitudinais do reforço durante o ensaio de arrancamento. Por isso, a resistência à tração do material também é importante.

Comparando os resultados da geogrelha PET nos dois sentidos de fabricação (Figura 34 e Figura 39), percebe-se que no sentido transversal os picos de força foram maiores para as duas sobrecargas. Isto ocorreu apesar deste geossintético possuir a mesma resistência nominal à tração e igual abertura de malha nos dois sentidos. Novamente, a resistência de junta da

geogrelha nos dois sentidos de fabricação é a justificativa para este comportamento. A resistência de junta dessa geogrelha é maior no sentido transversal de fabricação (7,1 kN/m) do que em relação ao sentido longitudinal (5,8 kN/m). O mesmo comportamento relativo foi observado para a geogrelha PP, que também possui resistência de junta maior na direção transversal de fabricação (29,0 kN/m contra 15,4 kN/m no sentido longitudinal).

Os resultados dos ensaios de arrancamento com o solo de base acima e abaixo da inclusão estão apresentados na Figura 43 à Figura 46. Para a sobrecarga de 7 kPa, novamente a geogrelha PP apresentou a maior resistência ao arrancamento (8,5 kN/m). Os resultados obtidos com a geogrelha PET foram semelhantes nos dois sentidos de fabricação (6,6 kN/m no sentido longitudinal e 6,9 kN/m no transversal). O pico de força de arrancamento no teste com a geogrelha FV foi de 5,2 kN/m.

Figura 43. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 19. b) Ensaio 20. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 44. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 21. b) Ensaio 22. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; PET – Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 45. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 23. b) Ensaio 24. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; PET – Poliéster; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Figura 46. Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 25. b) Ensaio 26. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; σ - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG - Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Para a sobrecarga de 21 kPa, a geogrelha PP no sentido transversal e a geogrelha PET no sentido longitudinal apresentaram picos de força parecidos (15,0 e 15,1 kN/m, respectivamente). É importante notar que para os ensaios com subleito-base, a geogrelha PP obteve maiores resistências que a geogrelha PET em todas as sobrecargas. Portanto, na série de ensaios em que se utilizou o solo de base nas duas camadas, a maior resistência de junta da geogrelha PP não conferiu a maior resistência ao arrancamento. Provavelmente, isto se deva à maior espessura dos elementos da geogrelha PET em relação à geogrelha PP, o que resulta numa maior zona de perturbação do solo causada pela ação de corte dos elementos transversais à direção do arrancamento.

4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE APLICADOS AO REFORÇO DE BASE DE PAVIMENTOS

Quando se emprega geossintéticos em reforço de base de pavimentos, a rigidez inicial do sistema, quando solicitado ao arrancamento, é mais importante que a resistência máxima ao arrancamento. As Figuras 47 a 50 apresentam as curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação inicial dos ensaios 3 a 18, os quais possuem subleito na camada inferior e base na superior. O módulo de rigidez confinado (J_c) é definido como a razão entre a força de arrancamento e a deformação do geossintético em determinado instante do ensaio. Como o ensaio de arrancamento possui dimensões reduzidas, garante-se a mobilização completa do reforço e, desse modo, é possível obter a deformação do corpo-de-prova durante o teste. O critério adotado para obtenção do último ponto da curva de rigidez foi que os deslocamentos estivessem antes do pico da curva "Força de arrancamento x Deslocamento". Devido à este

critério, os valores de deformação iniciais e finais das curvas dos geossintéticos utilizados não coincidem, pois os picos de força de arrancamento ocorreram com diferentes deslocamentos.

Analisando as Figuras 47 e 48, percebe-se que a geogrelha PP foi o geossintético que, no sentido longitudinal de fabricação, conferiu maior rigidez ao sistema para as duas sobrecargas. Por outro lado, a geogrelha FV L apresentou o pior desempenho nas duas situações. Este foi o mesmo comportamento apresentado em relação à resistência máxima ao arrancamento. Apesar da geogrelha de FV ser bastante rígida, com deformações na ruptura em torno de 1,6 % para amostra virgem (Tabela 4.2), provavelmente, o baixo atrito de interface e a baixa resistência das conexões entre elementos foram determinantes para o desempenho inferior deste geossintético em relação aos demais. Isto ocorre, pois a fragilidade das conexões e dos elementos não permite que a geogrelha de FV atue, significativamente, como elemento confinante do solo de base, de acordo com benefício relatado por Trichês e Bernucci (2004).

Figura 47. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação dos Ensaios 3, 7, 11 e 15 (sobrecarga 7 kPa).
Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior.

Figura 48. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação dos Ensaios 4, 8, 12 e 16 (sobrecarga 21 kPa). Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior.

Ao analisar os resultados dos ensaios com sobrecarga de 7 kPa (Figura 47), percebe-se que o geotêxtil PP L forneceu melhor desempenho que a geogrelha PET L. Porém, para deformações em torno de 0,65 %, as curvas destes materiais tendem a se sobreporem. Com sobrecarga de 21 kPa (Figura 48), a geogrelha PET L conferiu maior rigidez ao sistema, em relação ao geotêxtil PP L, para todos os valores de deformação. Além disso, a partir de deformações em torno de 0,80 %, a curva da geogrelha PET L tende a superar a curva da geogrelha PP L. Esta mudança de comportamento relativo entre a geogrelha PET e o geotêxtil PP, observado nas figuras acima, também pode ser explicado pela atuação da geogrelha como elemento confinante do solo. Para a tensão vertical de 7 kPa, que é uma sobrecarga baixa, a maior rigidez do geotêxtil e a maior área disponível para desenvolvimento do atrito de interface se sobressaem. Entretanto, para a sobrecarga de 21 kPa, o benefício da atuação da geogrelha como elemento confinante do solo no interior de sua malha é maior e, juntamente com o agulhamento, a rigidez do sistema com geogrelha PET torna-se maior que o do sistema com geotêxtil PP.

Comparando os resultados apresentados pela geogrelha PP L com a geogrelha PET L, percebe-se que a primeira conferiu maior rigidez ao sistema (nas duas sobrecargas), mesmo possuindo rigidez menor que a segunda. Os gráficos comparativos da rigidez não-confinada dos geossintéticos serão apresentados adiante. O melhor desempenho da primeira pode ser justificado pela característica de abertura de malha das inclusões. Provavelmente, a relação entre as dimensões das partículas dos solos e a geometria do reforço foi favorável à geogrelha PP. Além disso, a maior eficiência de junta da geogrelha PP L contribuiu para a sua melhor performance.

Para os ensaios no sentido transversal de fabricação e sobrecarga de 7 kPa (Figura 49), novamente a geogrelha PP apresentou o melhor desempenho. Entretanto, não foi possível realizar comparações com as curvas obtidas para o geotêxtil PP e geogrelha FV. Os intervalos dos valores entre deformações iniciais e finais para elaboração das curvas de rigidez confinada não permitem tais comparações com a geogrelha PP. Nos ensaios com sobrecarga de 21 kPa (Figura 50), a geogrelha PP T se mostrou a melhor opção, seguida da geogrelha PET T e do geotêxtil PP T. Porém, as curvas dos dois últimos geossintéticos possuem desempenho semelhante com deformações a partir de 0,35 %.

Portanto, com os resultados apresentados nas Figuras 47, 48 e 50, pode-se concluir que a geogrelha PP é o geossintético que melhor desempenha a função de reforço de base de pavimentos na interface subleito-base. É interessante notar que a resistência das juntas e o agulhamento das geogrelhas estudadas determinaram qual geossintético que apresentou maior resistência ao arrancamento e qual o que conferiu a maior rigidez inicial do sistema.

Figura 49. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação dos Ensaios 5, 9, 13 e 17 (sobrecarga 7 kPa). Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de vidro; T – Transversal (sentido de fabricação); Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior.

Figura 50. Curvas Módulo de rigidez confinado (J_c) x Deformação dos Ensaios 6, 10, 14 e 18 (sobrecarga 21 kPa). Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de vidro; T – Transversal (sentido de fabricação); Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior.

Dois fatores podem ter afetado os resultados dos ensaios com a geogrelha PET T e geotêxtil PP T. No primeiro caso, as amostras testadas no sentido transversal apresentaram variações geométricas que não ocorreram nos corpos-de-prova ensaiados no sentido longitudinal. A Figura 51 mostra a foto de um corpo-de-prova virgem antes de ser ensaiado no sentido transversal, evidenciando a variação geométrica citada. No segundo caso, pode ter ocorrido o escorregamento do geotêxtil na garra, além da acomodação da barra de aço que

mantém o corpo-de-prova preso à mesma, de forma não-perceptível visualmente. Isto não afetaria a curva "Força de arrancamento x Deslocamento", porém explica os baixos valores de rigidez apresentados para a sobrecarga de 7 kPa (Figura 49), pois o cálculo deste é sensível a estes problemas.

Figura 51. Amostra virgem da geogrelha PET, antes do teste, ensaiada no sentido transversal de fabricação com variação geométrica.

A análise por meio de "Rigidez x Deformação" dos ensaios de arrancamento com pedregulho nas duas camadas da caixa de testes ficou comprometida pelo formato irregular das curvas "Força de arrancamento x Deslocamento" (Figura 43 à Figura 46). Com os degraus que ocorreram nestes gráficos, houve muita variação dos cálculos do valor de J_C , não sendo possível identificar um padrão de comportamento para análise de rigidez.

4.2.1 Módulo de Rigidez Não Confinado (J_N) x Módulo de Rigidez Confinado (J_C)

Os métodos de dimensionamento de reforço de base de pavimentos como o de Giroud e Han (2004), por exemplo, utilizam o módulo de rigidez não confinado (J_N) do geossintético no cálculo da espessura da camada de base. Este parâmetro J_N é obtido nos ensaios de resistência à tração dos mesmos.

Entretanto, o reforço empregado na obra está numa condição confinada. Devido a este confinamento, o comportamento mecânico do geossintético inserido na estrutura do pavimento difere do observado nos ensaios de resistência à tração. Espera-se que as deformações da geogrelha ou geotêxtil numa situação de campo sejam menores que as obtidas nos ensaios de resistência à tração não confinados.

A Figura 52 mostra a comparação entre J_N e J_C dos geossintéticos empregados na pesquisa. Nestes gráficos, os valores de J_N utilizados são do corpo-de-prova que forneceu valores intermediários dentre os vários espécimes ensaiados para caracterização de cada geossintético. As curvas características de cada geossintético estudado (ensaios de tração e J_N x Deformação) estão apresentadas nas Figuras 54 a 61. A geogrelha FV foi excluída desta análise, pois não foi possível realizar comparações tanto no sentido longitudinal quanto transversal de fabricação, por dois motivos. Estes problemas com a geogrelha FV serão abordados adiante.

O comportamento apresentado pela geogrelha PET L (Figura 52b) é o resultado esperado para todos os geossintéticos, em que a condição não-confinada (J_N) fornece os menores valores de rigidez com a deformação, e a rigidez confinada (J_C) aumenta com o acréscimo no valor da tensão normal. Ou seja, o geossintético ganha rigidez ao ser inserido no solo e essa rigidez aumenta com o aumento da sobrecarga no solo.

No gráfico fornecido pela geogrelha PP L (Figura 52a), percebe-se que a curva de J_C para sobrecarga de 21 kPa está abaixo da curva J_C de 7 kPa para deformações de até 0,4 %. A partir de 0,4 % de deformação, ocorre o comportamento esperado no qual a rigidez confinada com sobrecarga de 21 kPa é maior que a rigidez confinada correspondente à sobrecarga de 7 kPa. Além disso, as duas curvas de J_C possuem rigidez maior que a curva de J_N . Este comportamento não esperado entre as curvas de J_C para deformações de até 0,4 % pode ser consequência de um rearranjo inicial entre as partículas granulares e a geogrelha no início do

ensaio de arrancamento. O sistema de aquisição de deslocamentos do corpo-de-prova, por ser bastante preciso, é sensível a tais variações.

Figura 52. Comparações entre Módulo de rigidez não-confinado (J_N) e confinado (J_C) dos geossintéticos utilizados na pesquisa. a) Geogrelha PP L e Ensaios 3 e 4. b) Geogrelha PET L e Ensaios 7 e 8. c) Geotêxtil PP L e Ensaios 11 e 12. Nota: GG – Geogrelha; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; PET – Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); σ – Sobrecarga.

Os resultados do geotêxtil PP L não condizem com os apresentados pelas geogrelhas. Não se encontrou explicações para que a curva J_C com sobrecarga de 21 kPa apresentasse valores tão baixos de rigidez. O gráfico de Força de arrancamento x Deslocamento da Figura 35b não caracteriza anomalia alguma que poderia indicar algum problema na aquisição dos dados.

Além do ganho de rigidez esperado para incrementos nas sobrecargas atuantes no solo, espera-se também que o uso de diferentes tipos de solo afete a rigidez confinada do geossintético. A Figura 53 apresenta as curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) x Deformação e Módulo de rigidez confinado (J_C) x Deformação inicial dos ensaios 2 e 6 (sobrecarga de 21 kPa). A única diferença entre os testes de arrancamento é a camada superior. No ensaio 2 utilizou-se solo de subleito (argila) e no ensaio 6, solo de base (pedregulho). Percebe-se a maior rigidez do geossintético ao ser inserido no solo argiloso e o aumento da rigidez ao utilizar o material granular em substituição ao solo coesivo na porção superior da caixa de arrancamento. Provavelmente, isto se deve ao agulhamento que o geossintético sofre com a compactação do pedregulho na camada superior. Este fenômeno provoca um pré-tensionamento do reforço, o que se reflete em uma maior rigidez inicial do sistema. O mesmo comportamento foi observado para a sobrecarga de 7 kPa.

Baseado nas Figuras 51 e 52, fica comprovado que a rigidez do geossintético numa condição confinada é maior que a rigidez não-confinada, além de aumentar com o incremento de sobrecarga no solo. Entretanto, este ganho de rigidez não é constante para todos os valores de deformação, ou seja, as curvas J_N e J_C não são paralelas. A Figura 53 é um bom exemplo disto. Para deformações em torno de 0,4 %, a rigidez confinada da geogrelha PP T disposta na interface subleito-base é, aproximadamente, 300 % maior que a rigidez não-confinada do material. Entretanto, para deformações de 1,2 %, essa diferença diminui para 155 %. Isto deve ser levado em consideração no dimensionamento de reforço de base de pavimentos por ser um parâmetro chave para a obtenção de previsões mais apuradas de desempenho. Porém, o valor das deformações sofridas pelo geossintético nesta situação de campo ainda não são conhecidas.

Figura 53. Comparação entre Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da geogrelha PP T e Módulo de rigidez confinado (J_C) dos Ensaios 2 e 6 (sobrecarga 21 kPa. Nota: GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); σ - Sobrecarga.

O ganho de rigidez do geossintético, ao se substituir a camada superior de argila por material granular, demonstra que a rigidez confinada do reforço também está diretamente ligada à interação solo-inclusão. A rigidez não-confinada da geogrelha ou geotêxtil é imprescindível para que sejam utilizados como reforço de base de obras viárias, porém não é decisivo na determinação da escolha da melhor opção. As Figuras 46 a 49 mostram que a geogrelha PP é o geossintético que apresentou os melhores resultados, apesar de não possuir a maior rigidez não-confinada. As Figuras 58 à 61 apresentam as curvas de rigidez não-confinada dos geossintéticos utilizados na pesquisa, obtidas a partir dos resultados dos ensaios de tração dos mesmos (Figuras 54 à 57), realizados segundo a ASTM D 6637. Os testes com a geogrelha FV foram executados no Laboratório de Geossintéticos da EESC/USP, enquanto que os demais, no laboratório do “Texas Department of Transportation - TxDOT” (Departamento de Transporte do Texas). O TxDOT é o órgão do governo estadual responsável pelo sistema de transportes do estado do Texas - EUA.

Figura 54. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Polipropileno (GG PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Figura 55. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Poliéster (GG PET). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; PET – Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Pela Figura 54 percebe-se que a geogrelha de polipropileno apresenta, em média, deformações na ruptura em torno de 16,3 % no sentido longitudinal de fabricação, e 8,5 % no sentido transversal. A geogrelha de poliéster (Figura 55) possui médias de deformações na ruptura de 11,4 % e 12,7 % nas direções longitudinal e transversal de fabricação, respectivamente. O geotêxtil de polipropileno (Figura 56), 18,8 % (longitudinal) e 19,4 % (transversal). E a geogrelha de fibra de vidro (Figura 57) 1,6 % (longitudinal) e 1,9 % (transversal).

Figura 56. Resultados dos ensaios de tração do Geotêxtil de Polipropileno (GT PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Figura 57. Resultados dos ensaios de tração da Geogrelha de Fibra de Vidro (GG FV). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Nota-se que a geogrelha de fibra de vidro se rompe com valores de deformação extremamente baixos. Isto demonstra sua elevada rigidez e o seu potencial como reforço de base de pavimentos. Entretanto, a geogrelha FV não apresentou o desempenho esperado nos ensaios de arrancamento. Além dos danos de instalação, do baixo coeficiente de atrito e da baixa resistência de junta, a variabilidade do produto final de fabricação é outra razão para o baixo desempenho deste geossintético. Esta deficiência na manufatura é caracterizada pela heterogeneidade dos valores de resistência última à tração e deformação na ruptura (Tabela 4.2 e Figura 57). Outra evidência é o comportamento das curvas Módulo de rigidez não-

confinado x Deformação do material (Figura 58), que não apresentam a tendência característica deste tipo de gráfico, como o que ocorre com as curvas dos demais geossintéticos utilizados (Fig. 59 a Fig. 61).

Figura 58. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Fibra de Vidro (GG FV). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Figura 59. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Polipropileno (GG PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Figura 60. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) da Geogrelha de Poliéster (GG PET). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; PET - Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Figura 61. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) do Geotêxtil de Polipropileno (GT PP). a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GT – Geotêxtil; PP - Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação); cp – Corpo-de-prova.

Percebe-se também que, com exceção da geogrelha FV, os geossintéticos sofrem deformações nos ensaios de arrancamento (Figuras 47 à 50) muito menores que no momento da ruptura em ensaios de tração. Para melhor visualização e comparação entre os materiais ensaiados, a Figura 62 apresenta as curvas de rigidez não-confinada dos geossintéticos de forma agrupada e com as abscissas na mesma ordem de grandeza apresentadas nos gráficos de rigidez confinada dos materiais (deformações variando até 2 %).

Figura 62. Curvas Módulo de rigidez não-confinado (J_N) dos geossintéticos utilizados na pesquisa. a) Direção Longitudinal de Fabricação. b) Direção Transversal. Nota: GG – Geogrelha; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; PET – Poliéster; L – Longitudinal (sentido de fabricação); T – Transversal (sentido de fabricação).

A Figura 61 mostra que a geogrelha PP é o geossintético que possui a menor rigidez não-confinada dentre os materiais ensaiados. Porém, este material foi o que apresentou a maior rigidez confinada nos ensaios de arrancamento. Isto ocorreu devido às características geométricas da geogrelha PP e, principalmente, à grande resistência das conexões entre membros longitudinais e transversais, que é maior que a resistência das demais geogrelhas estudadas.

Portanto, pode-se concluir que a interação solo-reforço é mais importante que a rigidez inicial não-confinada dos geossintéticos na determinação da inclusão de melhor desempenho como reforço de base de pavimentos. Isto evidencia a necessidade da realização de ensaios, como os de arrancamento por exemplo, e a utilização de seus dados nos métodos de dimensionamento de reforço de obras viárias.

4.3 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO COM O COEFICIENTE DE ADERÊNCIA (α_b) PROPOSTO POR JEWELL (1996).

A Tabela 4.3 apresenta os valores obtidos para o ângulo de atrito e a adesão de interface retirados das envoltórias apresentadas nas Figuras 63 a 66. Na Figura 63 estão apresentadas as envoltórias dos pares de ensaios 1-2, 5-6 e 19-20. A única diferença entre eles é a combinação de solos empregados na confecção das camadas superior e inferior. Para a geogrelha PP T e solo argiloso nas camadas inferior e superior, o ângulo de atrito de interface (δ) e adesão (α) de interface solo-geossintético foram $9,7^\circ$ e 26,3 kPa, respectivamente (Figura 63a). Ao substituir a camada superior pelo solo de base, os valores atingiram $\delta = 41,1^\circ$ e $\alpha = 19,4$ kPa (Figura 63b). Para o solo pedregulhoso nas duas camadas, $\delta = 43,3^\circ$ e $\alpha = 10,6$ kPa. Com estes resultados, é possível observar um aumento do ângulo de atrito de interface e diminuição da adesão de interface à medida que o solo argiloso é substituído pelo material granular.

A Figura 64 apresenta as envoltórias de resistência ao arrancamento dos ensaios com os geossintéticos dispostos no sentido longitudinal, subleito na camada inferior e base na superior. Como nas curvas "Força de Arrancamento x Deslocamento" (Figura 33 à Figura 36), novamente a geogrelha PP L apresentou o melhor resultado com $\delta = 38,2^\circ$, seguido da geogrelha PET L ($\delta = 32,7^\circ$), do geotêxtil PP L ($\delta = 14,0^\circ$) e da geogrelha FV L ($\delta = 3,7^\circ$).

As envoltórias dos geossintéticos arrancados na direção transversal de fabricação com subleito-base estão na Figura 65. O mesmo comportamento relativo, verificado na Figura 64, ocorreu entre os ensaios da Figura 65. A geogrelha PP T forneceu o maior ângulo de atrito de interface ($\delta = 41,1^\circ$) e a geogrelha FV T, o menor ($\delta = 4,1^\circ$). A geogrelha PET apresentou $\delta = 31,6^\circ$ e o geotêxtil PP T $\delta = 29,1^\circ$.

Tabela 4.3 – Valores do ângulo de atrito (δ) e adesão (α) de interface obtidos com as envoltórias dos ensaios de arrancamento.

Ensaio	Geossintético	Cam INF / Cam SUP	α (kPa)	δ (°)
1 e 2	GG PP T	Subleito / Subleito	26,3	9,7
5 e 6	GG PP T	Subleito / Base	19,4	41,1
19 e 20	GG PP T	Base / Base	10,6	43,3
3 e 4	GG PP L	Subleito / Base	10,1	38,2
7 e 8	GG PET L	Subleito / Base	9,3	32,7
11 e 12	GT PP L	Subleito / Base	10,7	14,0
15 e 16	GG FV L	Subleito / Base	14,4	3,7
5 e 6	GG PP T	Subleito / Base	19,4	41,1
9 e 10	GG PET T	Subleito / Base	11,7	31,6
13 e 14	GT PP T	Subleito / Base	4,6	29,1
17 e 18	GG FV T	Subleito / Base	6,0	4,1
19 e 20	GG PP T	Base / Base	10,6	43,3
21 e 22	GG PET L	Base / Base	4,8	51,7
23 e 24	GG PET T	Base / Base	8,9	35,5
25 e 26	GG FV L	Base / Base	7,6	22,9

As envoltórias apresentadas nas Figuras 64 e 65 confirmam as vantagens das características geométricas e mecânicas da geogrelha PP, em relação aos demais geossintéticos, verificadas quanto à resistência ao arrancamento e rigidez inicial do sistema. Dentre estas características, citam-se: a maior resistência das juntas da geogrelha PP nos dois sentidos de fabricação e a relação da abertura de malha com a distribuição granulométrica do solo de base.

As envoltórias dos ensaios de arrancamento com o solo de base nas duas camadas são apresentadas na Figura 66. Diferentemente dos resultados apresentados nas figuras anteriores, a geogrelha PET L forneceu um ângulo de atrito de interface maior que a geogrelha PP T (51,7° e 43,3°, respectivamente). O " δ " da geogrelha PET T foi de 35,5°, enquanto que o da geogrelha FV foi de 22,9°. A princípio, não há uma justificativa para explicar o maior ângulo de atrito de interface apresentado pela geogrelha PET L em relação aos demais geossintéticos.

Este comportamento contraria o verificado nas análises de resistência ao arrancamento e rigidez do sistema.

Figura 63. Envolvórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaio 1 e 2. (b) Ensaio 5 e 6. (c) Ensaio 19 e 20. Nota: PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); INF - Camada Inferior; SUP - Camada Superior; δ - Ângulo de Atrito de Interface; α - Adesão de Interface Solo-Reforço.

Com as envoltórias apresentadas nas Figuras 63 a 66, pode-se calcular o coeficiente de aderência (α_b) de Jewell (1996) para todos os ensaios, pois os geossintéticos utilizados são rígidos. Os resultados são apresentados na Tabela 4.4, considerando e sem considerar os fatores de escala (F_1) e de forma (F_2). Vale lembrar que o primeiro membro da equação de α_b (Eq. 15) refere-se à contribuição do atrito de interface entre o solo e a área sólida da

geogrelha, enquanto que o segundo membro, à resistência passiva desenvolvida pelo solo à frente dos elementos transversais do geossintético. Além disso, Jewell (1996) afirma que o cálculo de α_b está sujeito ao limite $\alpha_b \leq 1,00$.

Figura 64. Envolvórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 3 e 4. (b) Ensaios 7 e 8. (c) Ensaios 11 e 12. (d) Ensaios 15 e 16. Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); INF – Camada Inferior; SUP – Camada Superior; δ – Ângulo de Atrito de Interface; α – Adesão de Interface Solo-Reforço.

Ao analisar os valores de α_b para a configuração com geogrelha PP T e subleito nas duas camadas da caixa de testes (Ensaios 1 e 2), percebe-se que a contribuição da resistência passiva é semelhante à contribuição do atrito de interface. Isto se deve à relação B/D_{50} (efeito escala) que é maior que dez. Segundo Jewell (1996), isto caracteriza um meio contínuo (sem influência do tamanho das partículas do solo) e não ocorre o efeito escala descrito por

Palmeira e Milligan (1989) na relação entre a resistência passiva e a tensão normal atuante no plano do reforço.

Figura 65. Envoltórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 5 e 6. (b) Ensaios 9 e 10. (c) Ensaios 13 e 14. (d) Ensaios 17 e 18. Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de Vidro; T – Transversal (sentido de fabricação); INF – Camada Inferior; SUP – Camada Superior; δ – Ângulo de Atrito de Interface; α – Adesão de Interface Solo-Reforço.

Ao contrário do ocorrido com os testes 1 e 2, todas as configurações de ensaio em que o solo de base foi utilizado, seja apenas na camada superior ou não, o efeito escala causou grande influência ($B/D_{50} > 10$). Isto porque o fator F_1 (responsável pelo efeito escala) duplica a contribuição da resistência passiva em todas as geogrelhas ensaiadas. Além disso, F_2 (fator de forma) aumenta em 20 % o valor do segundo membro da equação de α_b .

Figura 66. Envolvórias de resistência ao arrancamento. (a) Ensaios 19 e 20. (b) Ensaios 21 e 22. (c) Ensaios 23 e 24. (d) Ensaios 25 e 26. Nota: PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibra de Vidro; T – Transversal (sentido de fabricação); L – Longitudinal; INF – Camada Inferior; SUP – Camada Superior; δ – Ângulo de Atrito de Interface; α – Adesão de Interface Solo-Reforço.

Comparando os pares de ensaios 1– 2 e 5– 6, é interessante notar que o valor de α_b aumenta 128% no cálculo desprezando os fatores " F_1 " e " F_2 ", e 285% ao considerá-los. Desta forma, o coeficiente de Jewell (1996) reflete (como ganho em parâmetro de projeto) os benefícios da utilização do solo granular na camada superior, mesmo desconsiderando os fatores de escala e de forma. Ao calcular com a influência de " F_1 " e " F_2 ", a melhoria é ainda maior. Entretanto, o aumento de α_b ao substituir o subleito da camada inferior pelo solo granular não é significativo (Ensaios 5-6 e 19-20). Isto ocorre porque o único acréscimo no

valor deste coeficiente é no primeiro membro da equação, onde o pequeno aumento do ângulo de atrito de interface (Figura 63) tem influência no cálculo.

Tabela 4.4 – Cálculo do coeficiente de aderência (α_b) para os ensaios realizados.

Ensaio	Geossint	Cam INF /Cam SUP	α_b					
			Sem utilizar F_1 e F_2			F_1 e F_2 calculados		
			AI	RP	TOT	AI	RP	TOT
1 e 2	GG PP T	Subleito / Subleito	0,10	0,08	0,18	0,10	0,10	0,20
5 e 6	GG PP T	Subleito / Base	0,15	0,26	0,41	0,15	0,62	0,77
19 e 20	GG PP T	Base / Base	0,16	0,26	0,42	0,16	0,62	0,78
3 e 4	GG PP L	Subleito / Base	0,13	0,36	0,49	0,13	0,86	0,99
7 e 8	GG PET L	Subleito / Base	0,16	0,68	0,84	0,16	1,63	1,00
11 e 12	GT PP L	Subleito / Base	0,25	--	0,25	0,25	--	0,25
15 e 16	GG FV L	Subleito / Base	0,01	0,75	0,76	0,01	1,78	1,00
5 e 6	GG PP T	Subleito / Base	0,15	0,26	0,41	0,15	0,62	0,77
9 e 10	GG PET T	Subleito / Base	0,15	0,62	0,77	0,15	1,49	1,00
13 e 14	GT PP T	Subleito / Base	0,56	--	0,56	0,56	--	0,56
17 e 18	GG FV T	Subleito / Base	0,01	0,56	0,57	0,01	1,11	1,00
19 e 20	GG PP T	Base / Base	0,16	0,26	0,42	0,16	0,62	0,78
21 e 22	GG PET L	Base / Base	0,32	0,68	1,00	0,32	1,63	1,00
23 e 24	GG PET T	Base / Base	0,18	0,62	0,80	0,18	1,49	1,00
25 e 26	GG FV L	Base / Base	0,08	0,75	0,83	0,08	1,78	1,00

Nota: Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; PET – Poliéster; FV – Fibras de vidro; T – Transversal; L – Longitudinal; AI – Parcela de contribuição do Atrito de Interface no valor de α_b ; RP – Parcela de contribuição da Resistência Passiva no valor de α_b ; TOT – Valor Total de α_b ($\alpha_b = AI + RP \leq 1,00$).

Para a série de testes com os geossintéticos no sentido longitudinal e subleito-base, α_b é similar para todas as geogrelhas ao considerar F_1 e F_2 (GG PP L = 0,99 e GG PET L = GG FV L = 1,00). Isto não reflete os valores de pico encontrados nos ensaios de arrancamento (Figura 33 à Figura 36), nos quais a geogrelha PP L forneceu os melhores resultados. Desconsiderando F_1 e F_2 , esta discrepância aumenta, pois o α_b da geogrelha FV L passa a ser maior que o da geogrelha PP L.

Entretanto, o coeficiente de Jewell (1996) ilustra a contribuição da resistência passiva na resistência final ao arrancamento. O α_b do geotêxtil PP L é menor em relação ao das geogrelhas, mesmo ignorando F_1 e F_2 . Além disso, o coeficiente de aderência do geotêxtil PP

L é maior que o primeiro membro dos valores de α_b dos demais geossintéticos. Isto reflete o maior atrito de interface que se desenvolve no primeiro.

Analisando a série de ensaios com os reforços na direção transversal e subleito-base, percebe-se que sem o uso dos fatores F_1 e F_2 , a geogrelha PP T não seria de grande vantagem em relação ao geotêxtil PP T. Isto não reflete os ganhos de resistência ao arrancamento que a geometria da geogrelha oferece, pela atuação da resistência passiva, em relação ao geotêxtil, conforme verificado nos testes de arrancamento. No entanto, ao considerar os fatores de escala e de forma, o valor de α_b da geogrelha PP T é 38 % maior que do geotêxtil PP T, mostrando a mesma tendência ocorrida nos ensaios.

Outra importante observação a ser feita é o maior valor de " α_b " da geogrelha de FV em relação à geogrelha PP em todas as configurações dos testes realizados. Sem a consideração dos fatores, α_b da geogrelha FV L é 55% maior que o da geogrelha PP L com subleito-base. Ao utilizar " F_1 " e " F_2 ", os valores são similares. Porém, a contribuição do atrito de interface (primeiro componente da Equação 15) no valor final do coeficiente de aderência ao considerar " F_1 " e " F_2 " é de 0,13 (13,1%) para a geogrelha PP L e de apenas 0,01 (1,0 %) para a geogrelha FV L.

O uso do coeficiente de Jewell (1996) é bastante didático e ilustra o baixo atrito de interface desenvolvido pela geogrelha FV. Isto pode ser verificado visualmente pela geometria de seus membros longitudinais que, além de serem compostos por dois "subelementos", são de pequena largura (Figura 67). Cada "subelemento" tem largura de apenas 1,25 mm e entre os dois "subelementos" de um membro longitudinal há um espaço de 1,5 mm.

Por outro lado, os ensaios de arrancamento demonstraram que a geogrelha FV apresentou o pior desempenho. Essa diferença de comportamento em relação à análise com o coeficiente de aderência ocorre devido à segunda componente da Equação 15 não incorporar

parâmetros do ensaio de arrancamento, nem a influência da resistência das conexões entre membros transversais e longitudinais. A combinação das características do solo e da geometria do geossintético é favorável à geogrelha FV. Esta condição fica evidenciada pela parcela de contribuição do primeiro membro da Equação (1) (atrito de interface), conforme descrito anteriormente, que é de apenas 1 % para geogrelha FV. É nesse primeiro componente da equação de " α_b " que se utiliza parâmetros retirados do ensaio de arrancamento. Nos ensaios com base-base (Ensaio 19 a 26) foi observado o mesmo comportamento relativo entre os reforços dos testes descritos acima.

$$L_T = 3,0 \text{ mm}$$

$$L_L = 1,25 \text{ mm}$$

$$S_T = 30,0 \text{ mm}$$

$$S_L = 22,5 \text{ mm}$$

Figura 67. Geometria da Geogrelha de Fibra de Vidro. Nota: L_T – largura do membro transversal; L_L – largura de um "subelemento" longitudinal; S_T – abertura de malha no sentido transversal de fabricação; S_L – abertura de malha no sentido longitudinal.

5 CONCLUSÕES

Foram realizados ensaios de arrancamento de pequeno porte visando avaliar o desempenho de geossintéticos fabricados com diversos polímeros e de diferentes características geométricas no reforço de base de pavimentos viários. Quatro geossintéticos foram estudados: uma geogrelha e um geotêxtil de polipropileno, uma geogrelha de poliéster e uma geogrelha de fibra de vidro. Dois tipos de solo foram utilizados: um argiloso, simulando subleito de rodovias, e um pedregulho areno-siltoso como camada de base. As principais conclusões desta pesquisa são:

1. A interação solo-reforço é tão importante quanto a rigidez não-confinada do geossintético no comportamento do material em situação de confinamento no interior do maciço de solo. Portanto, é necessário que os resultados de ensaios com os materiais a serem utilizados na obra (solo e geossintético) sejam incorporados nos métodos de cálculos para que o dimensionamento de reforço de base de pavimentos seja mais preciso e econômico. Ensaio de arrancamento de pequeno porte são uma boa opção por serem expeditos, de baixo custo e confiáveis. Além disso, permitem o estudo da interação solo-geossintético de forma sistemática e didática, possibilitando a pesquisa de numerosas configurações de solo e inclusão de forma mais eficiente que em ensaios de campo.
2. Pesquisas de campo são necessárias para a obtenção das deformações dos geossintéticos em serviço, visando o melhor entendimento do mecanismo de

- solicitação destes materiais no reforço de base de pavimentos. Assim, será possível realizar correlações diretas com os dados de rigidez confinada obtidos com os ensaios de arrancamento.
3. Dentre os geossintéticos e solos empregados nesta pesquisa, a geogrelha de polipropileno é o material que apresentou o melhor desempenho como reforço de base de obras viárias posicionado na interface camada de base – subleito. Apesar de possuir a menor rigidez não-confinada, este geossintético se mostrou mais eficiente devido às suas características geométricas e, principalmente, pela maior resistência das conexões entre elementos longitudinais e transversais em relação às outras geogrelhas utilizadas no estudo. A maior resistência de junta também conferiu à geogrelha de polipropileno a maior resistência ao arrancamento, apesar de não ser o geossintético de maior resistência à tração.
 4. O agulhamento da geogrelha no subleito argiloso, ao ser compactada a camada de base, é um fenômeno benéfico pois a cravação do geossintético é heterogênea, o que resulta no pré-tensionamento do reforço, aumentando sua rigidez inicial confinada.
 5. O ensaio de arrancamento de pequenas dimensões, e medidas internas dos deslocamentos ao longo da inclusão com o medidor de deslocamentos a laser, forneceu curvas Força de arrancamento x Deslocamento de comportamento semelhante ao descrito na literatura. Além disso, como o corpo-de-prova é de tamanho reduzido, garante-se a completa mobilização do mesmo, sendo possível obter medidas de deformações do geossintético.
 6. O uso de solo com diâmetro máximo maior que 2 mm se mostrou limitado para o equipamento utilizado nesta pesquisa. Para o solo granular empregado, que possui diâmetro máximo de 19 mm, ocorreu o ancoramento das geogrelhas na saída da caixa de testes. Isto resultou em um aumento da força máxima de arrancamento após o

estabelecimento de um primeiro patamar de força máxima. Entretanto, foi possível admitir um “valor máximo natural de força de arrancamento do ensaio”. Logo, é necessário realizar mais estudos que verifiquem a influência da abertura na parede frontal da caixa para saída do geossintético na magnitude da resistência máxima ao arrancamento.

7. Por meio dos resultados dos ensaios de arrancamento, foi possível obter curvas de rigidez (J) x deformação visando a aplicação dos geossintéticos estudados no reforço de base de pavimentos. Com este estudo, verificou-se que, dos materiais testados, a geogrelha de polipropileno confere a maior rigidez ao sistema, sendo o material mais efetivo na função de reforço de base de pavimentos viários, posicionados na interface subleito-base;
8. A fragilidade da resistência das conexões entre membros transversais e longitudinais, o baixo atrito de interface e a grande variabilidade do produto na sua manufatura fizeram com que a geogrelha de fibra de vidro deixasse de ser vantajosa como reforço. Este material possui grande potencial na aplicação como reforço de base de obras viárias por apresentar deformações na ruptura extremamente baixas, em torno de 2 %, o que sugere uma elevada rigidez não-confinada.
9. Por meio do coeficiente de aderência α_b , proposto por Jewell (1996), foi possível explicar as parcelas de resistência passiva e da força de atrito de interface na interação solo-geossintético. O baixo atrito de interface desta geogrelha foi previsto pela análise com o coeficiente de aderência. Entretanto, o estudo com α_b previa uma grande contribuição da resistência passiva no valor final da força de arrancamento. Isto não foi verificado nos ensaios de arrancamento.

REFERÊNCIAS

- ABDEL HALIM, A. A.; HAAS, R.; CHANG, W. A. (1983). Geogrid reinforcement of asphalt pavements and verification of elastic layer theory. **Transportation Research Record**, n. 949, p. 55-65.
- ABRAMENTO, M.; WHITTLE, J. (1995). Analysis of pullout tests for planar reinforcements in soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 121, n. 6, p. 476-485.
- ALFARO, M. C. et al. (1995). Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement. **Geosynthetics International**, v. 2, n. 4, p. 679-698.
- ALFARO, M. C.; MIURA, N.; BERGADO, D. T. (1995). Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 2, p. 157-167.
- ASTM D 6706 (2001) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil**. West Conshohocken, 2001.
- ASTM D 698-00a (2000) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))**. West Conshohocken, 2000.
- BAKEER, R. M.; AHMED, H. A. R.; NAPOLITANO, P. J. (1998). Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 16, p. 119-133.
- BUENO, B. S. (2004). Matérias-primas. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher. Cap. 2, p. 13-26.

- CARROLL, R. G.; JR. WALLS, J. G.; HAAS, R. (1987). Granular base reinforcement of flexible pavements using geogrids. In: GEOSYNTHETICS '87, 1987, St. Paul. **Proceedings...** MN: IFAI, 1987, p. 46-57.
- CHAN, F.; BARKSDALE, R. D.; BROWN, S. F. (1989). Aggregate base reinforcement of surfaced pavements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 8, p. 165-189.
- CHANG, D. T.; WANG, W. J.; WANG, Y. H. (1998). Laboratory study of the dynamic test system on geogrid reinforced subgrade soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6., 1998, Atlanta. **Proceedings...** p. 967-970.
- COLLIN, J. G.; KINNEY, T. C.; FU, X. (1996). Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses. **Geosynthetics International**, v. 3, n. 4, p. 537-549.
- DONDI, G. (1994). Three-dimensional finite element analysis of a reinforced paved road. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 5., 1994, Cingapura, p. 95-100.
- FARRAG, K.; ACAR, Y. B.; JURAN, I. (1993). Pull-out resistance of geogrid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, p. 133-159.
- GIROUD, J. P.; AH-LINE, C.; BONAPARTE, R. (1985). Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. In: POLYMER GRID REINFORCEMENT IN CIVIL ENGINEERING, London, 1985. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1985. p.116-127.
- GIROUD, J. P.; HAN, J. (2004). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I. Development of design method. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 8, p. 775-786.
- GIROUD, J. P.; NOIRAY, L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. **Journal of geotechnical engineering division**, v. 107, p. 1233-1254.
- GUPTA, R. (2006). **Publicação eletrônica** [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <zambrano@sc.usp.br> em 31 ago.
- HAYASHI, S.; SHAHU, J. T.; WATANABE, K. (1999). Changes in interface stresses during pullout tests on geogrid strip reinforcement. **Geotechnical Testing Journal**, v. 22, p. 32-38.
- JEWELL, R. A. (1996). **Soil reinforcement with geotextiles**. London: Thomas Telford, 1996. 332p.

JEWELL, R. A. et al. (1984). Interaction between soil and geogrids. In: SYMPOSIUM ON POLYMER GRID REINFORCEMENT IN CIVIL ENGINEERING, 1984, London. **Proceedings...** [S.l.:s.n.], p. 18-30.

JU, J. W. et al. (2006). New definition of pullout constant. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 8., 2006, Yokohama. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2006. p. 1437-1441.

KAKUDA, F. M. (2005). **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido**. 124p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

KAKUDA, F. M.; BUENO, B. S.; TEIXEIRA, S. H. C. (2006). Geogrid pullout tests using small scale equipment. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 8., 2006, Yokohama. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2006. p. 1443-1446.

KINNEY, T. C.; ABBOTT, J.; SCHULER, J. (1998). Benefits of using geogrids for base reinforcement with regard to rutting. **Transportation Research Record**, n. 1611, p. 86-96.

KOERNER, R. M. (1999). **Designing with geosynthetics**. 4. ed. Upper Saddle River: Prentice-Hall, 1999. 761p.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). **Soil mechanics**: SI version. New York: Wiley. 553p. 1979.

LOPES, M. L.; LADEIRA, M. (1996). Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, p. 543-554.

MILLIGAN, G. W. E.; EARL, R. F.; BUSH, D. I. (1990). Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 4., 1990, The Hague. **Proceedings...** Rotterdam: Balkema, 1990. v. 2, p. 747-751.

NAKAMURA, T.; MITACHI, T.; IKEURA, I. (2003). Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test. **Soil and Foundations**, v. 43, n. 1, p.47-57.

OCHIAI, H.; OTANI, J.; HAYASHIC, S.; HIRAI, T. (1996). The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, p. 19-42.

PALMEIRA, E. M. (2004). Bearing force mobilization in pull-out tests on geogrids. **Geotextiles and geomembranes**, v. 22, p. 481-509.

PALMEIRA, E. M.; MILLIGAN, G. W. E. (1989). Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand. **Géotechnique**, v. 39, n. 3, p. 511-524.

RAJU, D. M.; LO, S. C. R.; GOPALAN, M.; GAO, J. (1998). On large-scale laboratory pull-out testing. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 29, n. 2, p. 123-155.

TEIXEIRA, S. H. C. (2003). **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 218p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

TEIXEIRA, S. H. C. M (1999). **Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos**. 157p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

TEIXEIRA, S. H. C.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. (2007). Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 1, p. 37-50.

TRICHÊS, G.; BERNUCCI, L. B. (2004). Reforço de base de pavimentos. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, p.153-169.

WEBSTER, S. L. (1993). **Geogrid reinforced base courses for flexible pavements for light aircraft**: test section construction, behavior under traffic, laboratory tests, and design criteria. Technical Report GL-93-6, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.

WEI, J. et al. (2002). Performance of a geosynthetics reinforced steep slope in residual soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 7., 2002, Nice. **Proceedings...** Nice: Swets & Zeitlinger, 1990. p. 325-328.