

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE PARA ESTUDO DE REFORÇO DE PAVIMENTOS

Small pullout tests for pavement reinforcement study

Julio Antônio Zambrano Ferreira*

Benedito de Souza Bueno**

Jorge Gabriel Zornberg***

RESUMO – 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 e de fibra de vidro e geotêxtil tecido de polipropileno. Foram empregados um solo com 58% de argila (subleito) e um pedregulho areno-siltoso (camada de base). Os ensaios de arrancamento foram executados com diferentes combinações entre solos e geossintéticos. Neles foi utilizado um sistema de medida direta de deslocamentos ao longo da inclusão com sensores óticos a laser. Curvas módulo de rigidez confinada dos geossintéticos foram obtidas a partir dos resultados dos ensaios de arrancamento. Realizou-se também análise com o coeficiente de aderência proposto por Jewell. Segundo o presente estudo, a melhor opção para os solos e geossintéticos utilizados segue a seguinte ordem: (1) geogrelha de polipropileno, (2) geotêxtil tecido de polipropileno e (3) geogrelha de fibra de vidro.

SYNOPSIS – This work presents an evaluation of various geosynthetics efficiency in reinforced base course of road pavements using small scale pullout tests. Polypropylene and glass fiber geogrids and polypropylene woven geotextile were used. The materials used included a soil with 58% of clay (subgrade), and a sandy-silty gravel (base course). The pullout tests were conducted with different combinations among soils and geosynthetics. In these tests, a system of direct measurement of specimen displacements with laser optical sensors was used. Plots of confined stiffness of the geosynthetics were obtained from the results of the pullout tests. Additionally, analyses were performed with the bond coefficient proposed by Jewell. According to the present study, the best option for the soils and geosynthetics used are in the following order: (1) polypropylene geogrid, (2) polypropylene woven geotextile and (3) glass fiber geogrid.

PALAVRAS CHAVE – Reforço de pavimentos, ensaios de arrancamento, geossintéticos.

Lista de Símbolos

ρ_s – densidade dos sólidos

w_L – limite de liquidez

w_{ot} – teor de umidade ótima

c – intercepto de coesão

GC – grau de compactação

$\rho_{d,max}$ – densidade seca máxima

w_p – limite de plasticidade

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

IP – índice de plasticidade

SUCS – sistema unificado de classificação de solos

* Bolsista de Mestrado CNPq, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
E-mail: julio.zambrano@gmail.com

** Professor Titular, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
E-mail: bsbueno@sc.usp.br

*** Associate Professor, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin.
E-mail: zornberg@mail.utexas.edu

1 – INTRODUÇÃO

O uso de geossintéticos como reforço de camada de base e capa asfáltica de pavimentos flexíveis melhora o desempenho deste tipo de estrutura geotécnica. No reforço de base, a inclusão pode ser posicionada tanto à meia altura da camada de base, quanto na interface desta com o subleito. Independentemente da posição da inclusão, espera-se que o reforço provoque um aumento da resistência do pavimento e maior distribuição de cargas. Neste tipo de aplicação, o efeito membrana é desconsiderado pois os deslocamentos necessários para ativá-lo são inadmissíveis em obras viárias. Portanto, para que o geossintético seja solicitado é necessário que esteja intimamente solidário ao solo adjacente. Esta condição torna-se mais eficiente quanto maior for a rigidez da inclusão. O estudo de Webster e Watkins (1977) mostra o efeito da rigidez do reforço na vida útil de pavimentos.

O aumento da resistência ao cisalhamento do pavimento se dá com o tracionamento do geossintético. Com isto, ocorre significativa diminuição dos esforços cisalhantes que seriam transmitidos ao subleito devido ao tráfego. O uso da inclusão também aumenta o ângulo de espraiamento das tensões, fazendo com que o solo de subleito seja solicitado por tensões menores. Os benefícios do reforço tornam-se mais evidentes quanto menor for a capacidade de suporte do subleito (Koerner, 1999; Trichês e Bernucci, 2004).

Além de posicionada na interface da camada de base com o subleito, é comum também o posicionamento de geogrelhas à meia altura da camada de base pois, a partir de uma certa profundidade, o reforço deixa de provocar benefícios à estrutura (Carrol et al., 1987; Chang et al., 1998; Al-Qadi et al., 1998). Dessa forma, devido ao contato solo-solo que ocorre na abertura da malha, a inclusão atua confinando o material e melhora suas características de resistência e rigidez. Assim, a maior economia que o reforço pode gerar é a redução da espessura da camada de base (Haas, 1984; Abd El Halim et al., 1983).

Uma forma interessante de avaliar a eficiência de geossintéticos no reforço de base de rodovias é com ensaios de arrancamento em laboratório. Estes permitem o estudo da interação solo-reforço e a obtenção de parâmetros de projeto. São ensaios expeditos e de baixo custo de execução. Tradicionalmente, testes de arrancamento empregam equipamentos de grandes dimensões (ASTM D6706) que utilizam cerca de 0,5 m³ de solo por ensaio. O uso de equipamento de pequeno porte torna-se uma alternativa ainda mais prática e barata, diminuindo tempo de execução, materiais e equipamentos.

Jewell (1996) define dois coeficientes a serem utilizados em projetos para consideração da interação solo-reforço. Em suas diferentes condições de solicitação, eles são o coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e o coeficiente de aderência (α_b). O primeiro é obtido por meio de ensaios modificados de cisalhamento direto e o segundo, através de ensaios de arrancamento. O autor ilustra situações de solicitações em campo nas quais cada coeficiente se aplica.

O coeficiente de aderência (α_b) de Jewell (1996) é calculado pela seguinte equação:

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

Em que " \bar{a}_s " é a porcentagem de área do geossintético disponível para desenvolvimento do atrito de interface solo-inclusão (para geotêxteis tecidos e não-tecidos, $\bar{a}_s = 1$); " δ " é o ângulo de atrito de interface solo-geossintético; " ϕ ", o ângulo de atrito interno efetivo do solo; " σ'_b " é a resistência passiva desenvolvida pelo solo a frente dos elementos transversais; " σ'_n " a tensão

normal aplicada no plano do geossintético; " \bar{a}_s " é a fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva; "B" é a espessura do elemento da geogrelha; "S" o espaçamento entre membros transversais; " F_1 " é o fator de escala e " F_2 " o fator de forma.

O autor afirma que o primeiro componente da Equação 1 é devido ao atrito de interface entre o solo e a área sólida da grelha. O segundo componente da equação de " α_b " é devido à resistência passiva do solo à frente dos elementos transversais da grelha. Entretanto, ao contrário da separação didática mostrada no cálculo de α_b , ocorrem interferências entre os dois componentes da interação solo-reforço. Os estudos de Abramento e Whittle (1995), Farrag et al. (1993), Jewell et al. (1984), Milligan et al. (1990), Ochiai et al. (1996), Palmeira (2004) e Teixeira et al. (2007) mostram o mecanismo de mobilização do reforço e a interação solo-geossintético, evidenciando a interferência entre elementos transversais, e entre estes e os membros longitudinais. Ou seja, o mecanismo de resistência passiva desenvolvida à frente dos membros transversais interfere no mecanismo de atrito de interface, desenvolvido principalmente ao longo da superfície dos elementos longitudinais.

Deste modo, no programa experimental realizado, a interação de dois tipos de solos com diferentes geossintéticos foi avaliada através de ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões. Com este procedimento, realizou-se um estudo comparativo com o objetivo de determinar o material de melhor desempenho no reforço de base de pavimentos de obras viárias.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caixa de arrancamento de pequeno porte, solo e geossintéticos

Os ensaios de arrancamento foram realizados em equipamento de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003). A viabilidade e confiabilidade deste foram comprovadas por Kakuda et al. (2006). A caixa de arrancamento, apresentada na Figura 1, possui dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura. Resulta num volume de solo a ser utilizado em cada ensaio de apenas 0,01125 m³, ou seja, 2% do volume empregado em equipamento de grandes dimensões. Rasgos de 40 mm de largura e 3 mm de altura foram realizados na parede traseira da caixa de arrancamento para possibilitar a medida direta dos deslocamentos ao longo do geossintético. A aplicação da sobrecarga é realizada com o uso de ar comprimido injetado numa bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A pressão de ar é controlada por uma válvula reguladora e um transdutor de pressão da marca "Sodmex", tipo HMI-2300.

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. 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. Na Figura 2 é apresentado o medidor de deslocamentos a laser.

Para aplicação e registro da força de arrancamento, foram utilizados uma garra pneumática conectada a célula de carga de duas toneladas de capacidade máxima. Esta conecta-se à máquina universal de 100 kN de capacidade da Emic modelo DL – 10000. As informações de força e deslocamento são registradas diretamente em computador.

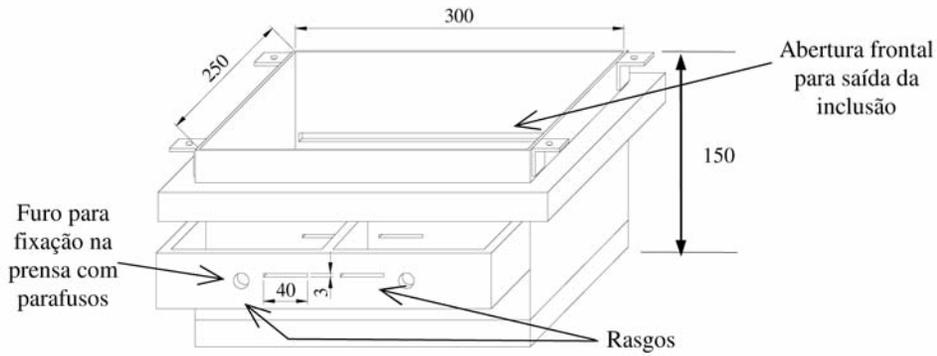


Fig. 1 – Perspectiva da caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento. Dimensões em mm.

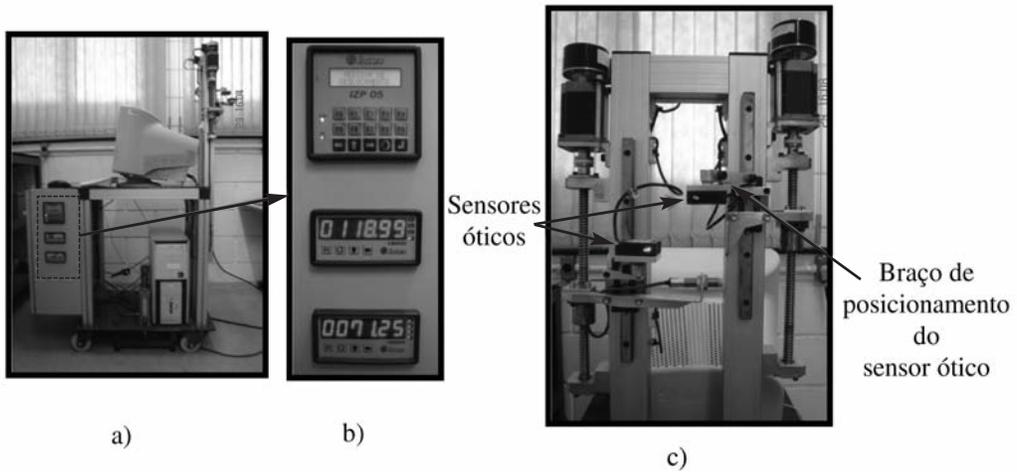


Fig. 2 – Medidor de deslocamentos a laser e seus componentes. a) Vista geral do equipamento. b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores. c) Sensores óticos e braços de posicionamento dos sensores óticos.

Dois tipos de solos foram utilizados nesta pesquisa. A Figura 3 exibe as curvas granulométricas e a Tabela 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 solos 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.

A ASTM (American Society for Testing and Materials) D6706 define relações a serem atendidas entre as dimensões da caixa para ensaio de arrancamento e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético):

$$\text{Largura da caixa} \geq \begin{cases} 20 \cdot D_{85} & \text{do solo} \\ 6 \cdot D_{\max} & \text{do solo} \end{cases}$$

$$\text{Comprimento da caixa} \geq 5 \cdot (\text{máxima abertura do geossintético})$$

$$\text{Altura da caixa} \geq \begin{cases} 6 \cdot D_{85} & \text{do solo} \\ 3 \cdot D_{\max} & \text{do solo} \end{cases}$$

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 apresentados. Para a caixa de arrancamento utilizada, os valores de " D_{85} " e " D_{max} " calculados para que o solo atenda as relações acima estão ilustrados graficamente na Figura 3 através de linhas pontilhadas. Em todos os ensaios, o solo de base refere-se ao solo com a curva granulométrica modificada.

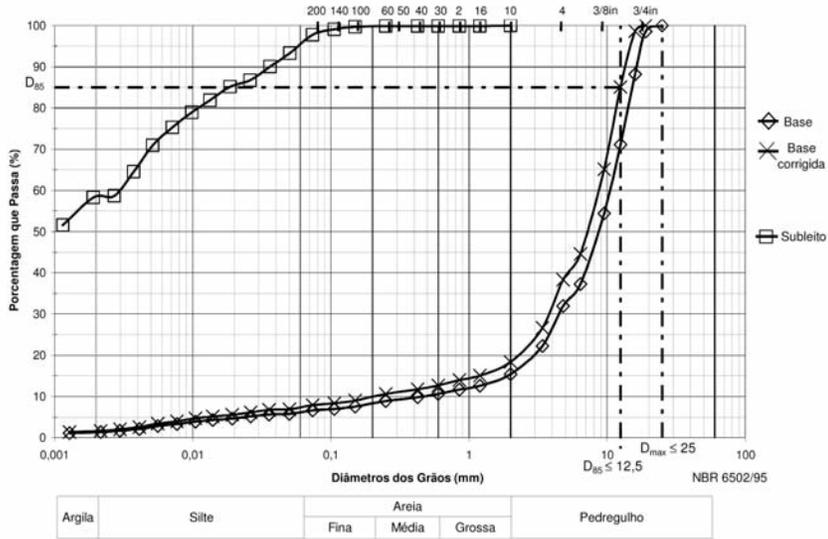


Fig. 3 – Curvas granulométricas dos solos utilizados na pesquisa.

Tabela 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
c (kPa)	–	0
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).

Na compactação do solo no interior da caixa de testes, utilizou-se compactador pneumático Bosch, modelo GSH 11E, com o acoplamento de uma sapata quadrada de 15 cm de largura em sua haste. Os solos foram compactados na umidade ótima e com grau de compactação de 100% na energia normal de Proctor.

Em relação aos materiais de reforço, foram utilizados na pesquisa três diferentes geossintéticos. Suas características estão na Tabela 2.

Tabela 2 – Características dos geossintéticos utilizados na pesquisa.

Tipo de geossintético e material de fabricação		Geogrelha PP	Geotêxtil tecido PP	Geogrelha FV
Propriedade	Sentido de fabricação	Geossint 1	Geossint 2	Geossint 3
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	12,4	70	50
	Transversal	19,0		50
Abertura da malha (mm)	Longitudinal	25,0		22,5
	Transversal	38,0		30,0
Espessura do elemento (mm)	Transversal	0,80		1,50

Nota: Valores fornecidos pelos fabricantes. PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro.

2.2 – Procedimento de ensaio

Inicialmente, fios de aço inoxidável eram fixados em junções das geogrelhas ou elementos do geotêxtil tecido à 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. Em seguida, os solos eram compactados na umidade ótima com 100 % de grau de compactação na energia normal. Tanto a camada inferior quanto a superior foram compactadas em duas etapas. O controle do grau de compactação era realizado pela massa de solo dentro da caixa. Nos ensaios realizados com pedregulho, posicionava-se um geotêxtil não-tecido de baixa gramatura para proteção da bolsa inflável de PVC da tampa da caixa de testes.

Logo depois, a caixa de arrancamento era posicionada na máquina universal, os geossintéticos presos à garra e os sensores óticos de leitura de deslocamentos ajustados. A pressão de ar comprimido era aplicada no topo da amostra via bolsa de PVC. Realizava-se então o ensaio de arrancamento à velocidade de 3 mm/min. A Figura 4 apresenta o layout do ensaio.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – 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, buscando compatibilidade com as tensões normais ocorridas em pavimentos rodoviários. A Tabela 3 mostra as configurações dos ensaios.

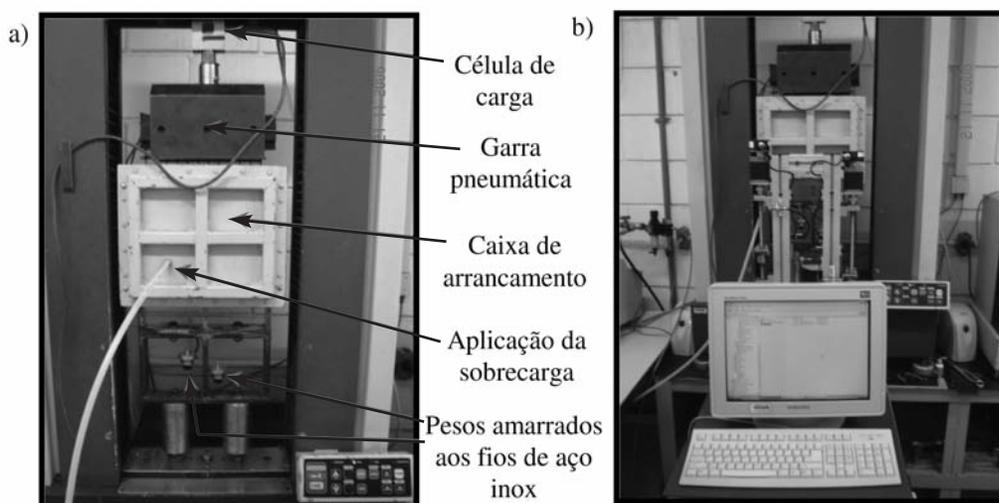


Fig. 4 – Layout do ensaio de arrancamento de pequenas dimensões. a) Posicionamento da caixa de testes. b) Posicionamento do transdutor de deslocamentos a laser.

As curvas obtidas em todos os ensaios apresentam 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.

Tabela 3 – Configurações dos ensaios de arrancamento.

Ensaio N.º	Camada Inferior	Geossintético / Direção de Fabricação	Camada Superior	Sobrecarga (kPa)
1	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Subleito	7
2	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Subleito	21
3	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Base	7
4	Subleito	GG PP (Geossint 1) / Transversal	Base	21
5	Subleito	GT PP (Geossint 2) / Longitudinal	Base	7
6	Subleito	GT PP (Geossint 2) / Longitudinal	Base	21
7	Subleito	GG FV (Geossint 3) / Longitudinal	Base	7
8	Subleito	GG FV (Geossint 3) / Longitudinal	Base	21

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

Os resultados dos ensaios 3 e 4 estão apresentados na Figura 5. A Figura 6 exibe os resultados dos ensaios 5 e 6 e a Figura 7 dos ensaios 7 e 8. A única diferença entre estes ensaios é o geossintético utilizado, como pode ser verificado na Tabela 3. Apesar do geotêxtil tecido possuir a maior resistência à tração no sentido de fabricação ensaiado (70 kN/m) em relação as geogrelhas de polipropileno (19,0 kN/m) e de fibra de vidro (50 kN/m), ele apresentou a menor resistência ao arrancamento. 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 ser de maior contribuição que o atrito solo-superfície do reforço.

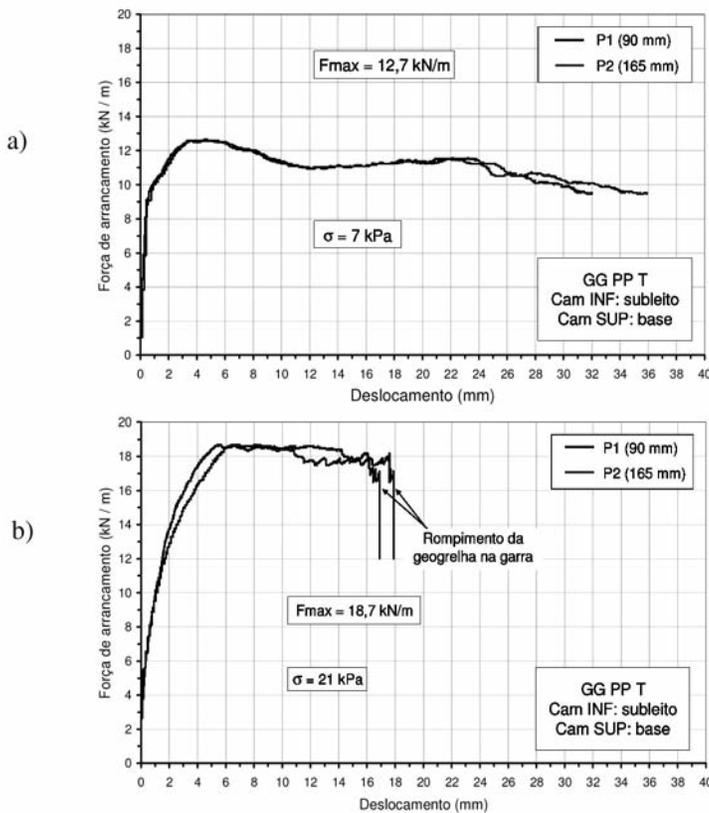


Fig. 5 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 3. b) Ensaio 4. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

Analisando as Figuras 7 e 6, percebe-se que para sobrecarga de 7 kPa o pico da força de arrancamento foi maior na geogrelha de fibra de vidro (7,33 kN/m) que no geotêxtil tecido de polipropileno (6,15 kN/m). Entretanto, para sobrecarga de 21 kPa os valores máximos dos dois sistemas foram semelhantes, com 7,77 e 7,89 kN/m de força máxima para a geogrelha FV e o geotêxtil PP, respectivamente. Com o aumento da sobrecarga, seria esperado que o aumento da resistência ao arrancamento da geogrelha FV fosse maior que do geotêxtil PP devido a melhora do contato solo-solo entre as áreas vazias da geogrelha. Dessa forma, a ação de corte dos membros transversais seria dificultada e a contribuição da resistência passiva aumentada.

Porém, a geogrelha de fibra de vidro apresentou baixo desempenho para a sobrecarga maior, o que se deve 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 (Figura 8). A Figura 8 mostra as condições do reforço após o ensaio. Este foi o único geossintético dentre os utilizados que sofreu ruptura de elementos. Vale salientar que o ensaio de

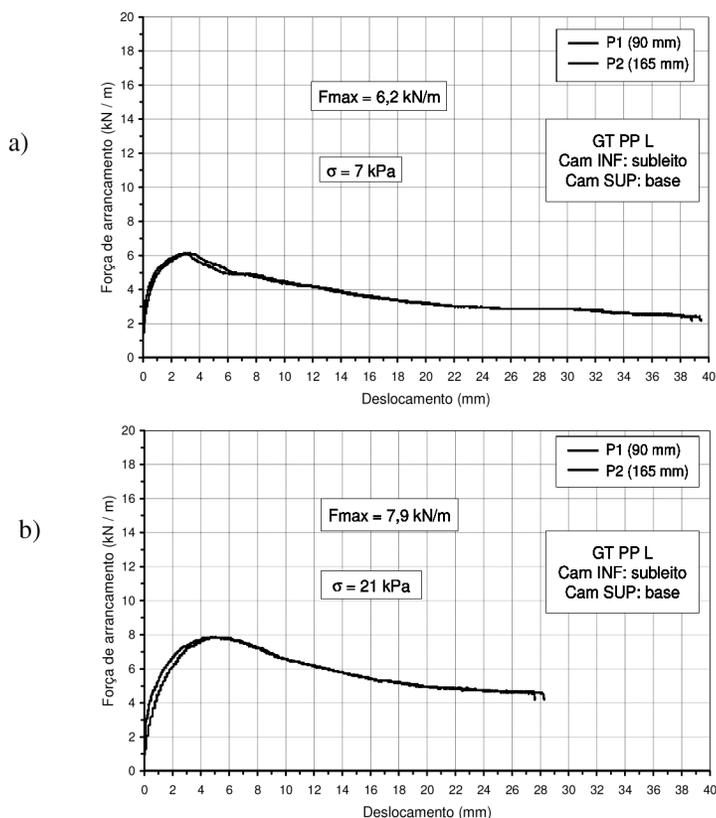


Fig. 6 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 5. b) Ensaio 6. Nota: F_{\max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação à parede frontal da caixa de arrancamento.

arrancamento é um procedimento bastante agressivo e que condições tão severas quanto estas não ocorrem em campo. No entanto, uma das desvantagens do uso de geogrelhas de fibra de vidro é que este é um material bastante sensível aos danos de instalação provocados pelo pedregulho.

Diante disto, foi realizado um ensaio de danos de instalação da geogrelha. Inicialmente, procedeu-se os ensaios de tração com a amostra virgem e depois com o material danificado. O material danificado foi obtido posicionando corpos-de-prova virgens sobre a camada inferior de solo compactado na caixa de arrancamento e, em seguida, compactando a camada superior de solo como se um ensaio de arrancamento fosse ser executado. Terminada a compactação, a camada superior de solo era cuidadosamente removida, o geossintético retirado da caixa e um ensaio de resistência à tração da geogrelha danificada era executado. 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 foi de 51,4 kN/m, com uma variância de 20,6%. 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 após os danos de instalação é um pouco menor que a metade de sua resistência na condição intacta. É importante salientar que o pedregulho utilizado como camada de base tem formato angular e, por

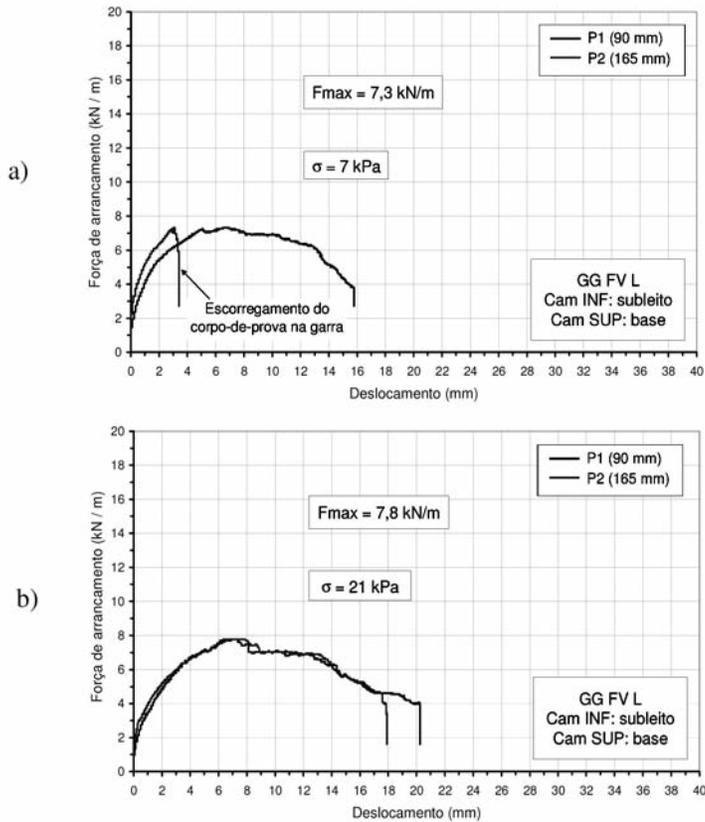


Fig. 7 – Curvas Força x Deslocamento. a) Ensaio 7. b) Ensaio 8. Nota: F_{max} – Força de Arrancamento Máxima; s - Sobrecarga; Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; FV – Fibra de Vidro; L – Longitudinal (sentido de fabricação); Números entre parêntesis - distância do ponto em relação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

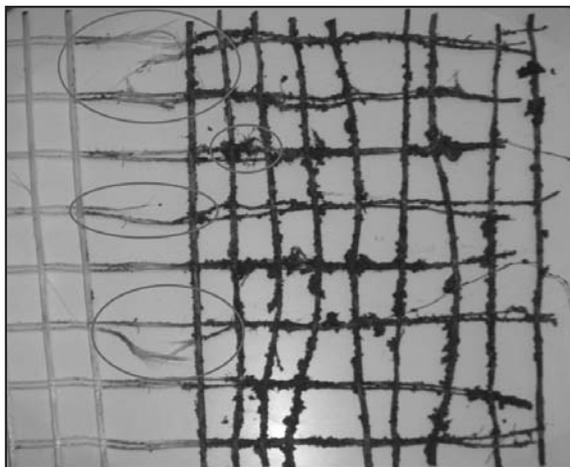


Fig. 8 – Geogrelha de fibra de vidro com ruptura em vários pontos após ensaio de arrancamento com solo argiloso (subleito) na camada inferior e pedregulho areno-siltoso (base) na camada superior, sobrecarga de 21 kPa.

isso, é muito agressivo ao geossintético. Talvez, utilizando solo arenoso como camada de base, a geogrelha FV não sofra tantos danos de instalação e seja a melhor opção como reforço.

Porém, em reforço de base de pavimentos, a rigidez inicial do sistema é mais importante que a resistência máxima ao arrancamento. A Figura 9 exhibe as curvas do módulo de rigidez confinado (J_c) x deformação inicial dos ensaios 2, 4 e 6 (sobrecarga de 21 kPa). 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 ensaio. Esta mobilização é evidenciada pela sobreposição das curvas “Força de arrancamento x deslocamentos” (Figuras 5 a 7) para pequenos valores de deslocamentos.

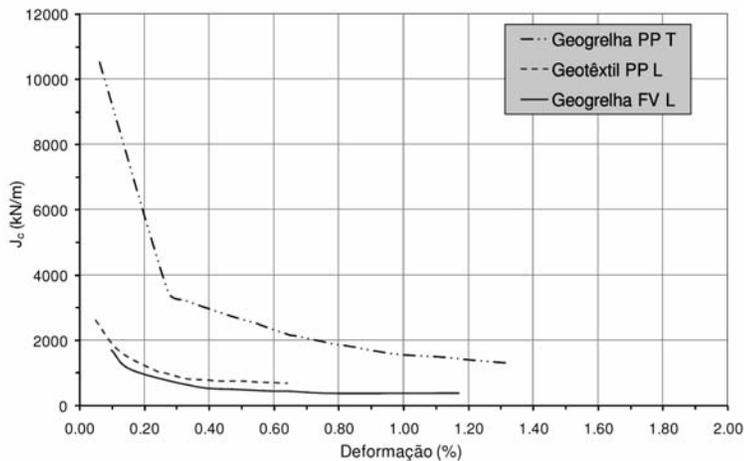


Fig. 9 – Curvas Rigidez Confinada (J_c) x Deformação dos Ensaios 4, 6 e 8 (sobrecarga 21 kPa).
Nota: T – Transversal (sentido de fabricação); L – Longitudinal (sentido de fabricação);
PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro.

Analisando a Figura 9, percebe-se que a curva da geogrelha de polipropileno é a que apresenta maior rigidez para todos os valores de deformação, seguida do geotêxtil tecido de polipropileno e da geogrelha de fibra de vidro. Apesar da geogrelha PP possuir a menor resistência à tração no sentido ensaiado (19,0 kN/m) em relação à geogrelha FV (50 kN/m) e ao geotêxtil PP (70 kN/m), ela mostra ser o reforço que confere a maior rigidez ao sistema. Portanto, a geogrelha PP parece ser a melhor opção no reforço de subleito de pavimentos de obras viárias para os solos utilizados nesta pesquisa e os geossintéticos avaliados.

A Figura 10 apresenta as curvas do módulo de rigidez confinada (J_c) x deformação inicial dos ensaios 2 e 4 (sobrecarga de 21 kPa). A única diferença entre os ensaios é a camada superior. No ensaio 2 utilizou-se solo de subleito e no ensaio 4, solo pedregulhoso (base). A Figura 10 mostra os benefícios do uso do material granular em relação ao solo coesivo proporcionando maior rigidez ao geossintético.

3.2 – Envoltórias de resistência ao arrancamento e coeficiente de aderência

Na Figura 11 estão as envoltórias obtidas em todos os ensaios realizados. Para a geogrelha PP e solo argiloso na camada inferior e superior, o ângulo de atrito de interface (δ) e adesão (a) de

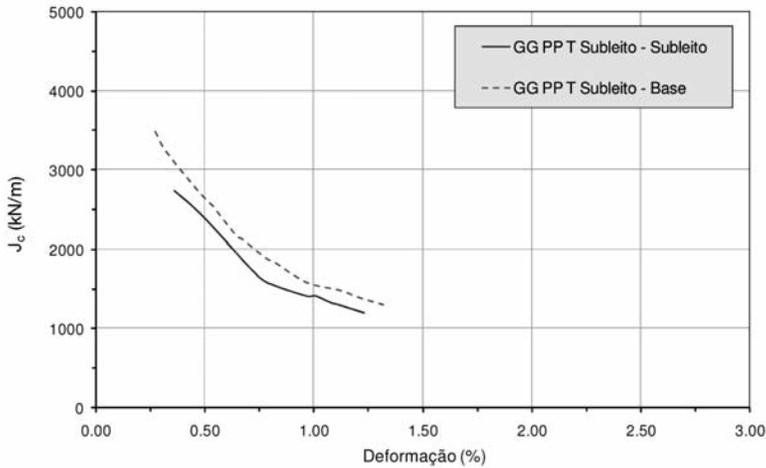


Fig. 10 – Curvas Rigidez x Deformação dos Ensaios 2 e 4 (sobrecarga 21 kPa). Nota: GG – Geogrelha; PP – Polipropileno; T – Transversal (sentido de fabricação).

interface solo-geossintético foram $8,9^\circ$ e $26,6$ kPa, respectivamente (Figura 11a). Ao substituir a camada superior pelo solo de base, os valores são $\delta = 41,1^\circ$ e $a = 19,4$ kPa (Figura 11b). Com estes resultados é possível observar o ganho de resistência do sistema com a utilização de solo granular na camada superior.

Com solo de subleito na camada inferior e solo pedregulhoso na camada superior, os valores de “ δ ” e “ a ” para o geotêxtil tecido PP são $14,0^\circ$ e $10,7$ kPa, respectivamente (Figura 11c). Para

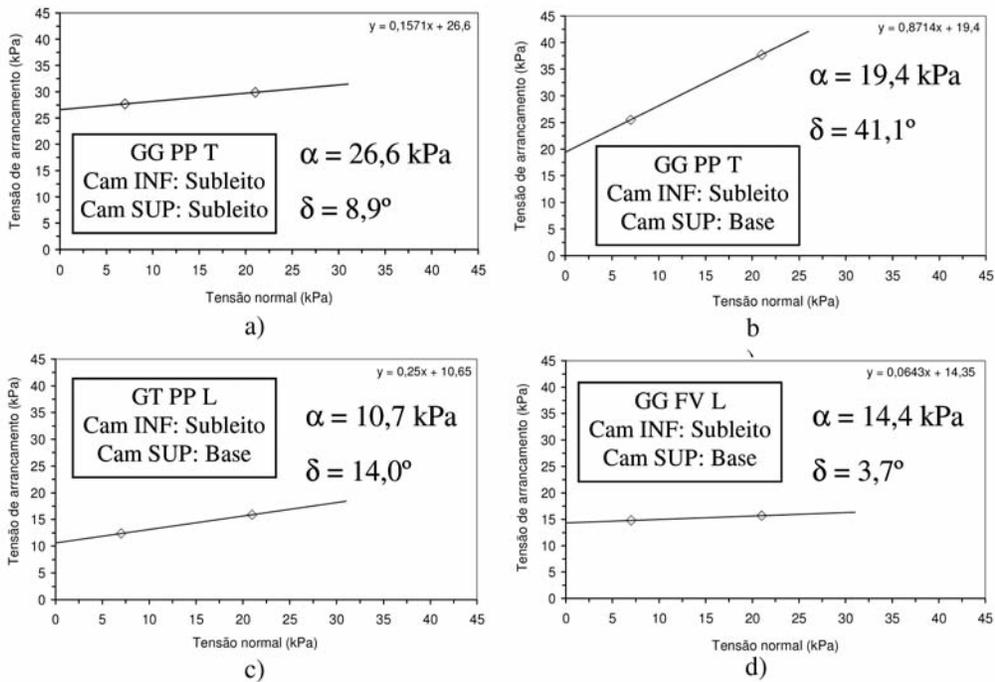


Fig. 11 – Envoltórias dos ensaios de arrancamento. a) Ensaios 1 e 2. b) Ensaios 3 e 4. c) Ensaios 5 e 6. d) Ensaios 7 e 8.

geogrelha FV, $\delta = 3,7^\circ$ e $a = 14,4$ kPa (Figura 11d). Analisando as envoltórias apresentadas, novamente os melhores resultados são fornecidos pela geogrelha PP, seguido do geotêxtil tecido PP e da geogrelha FV.

Com as envoltórias apresentadas na Figura 11, 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, considerando e sem considerar os fatores de escala (F_1) e de forma (F_2).

Tabela 4 – Cálculo do coeficiente de aderência (α_b) para os ensaios realizados.

Ensaio	Geossintético	Cam INF / Cam SUP	α_b	
			$F_1 = F_2 = 1,00$	$F_1 = F_2$ calculados
1 e 2	GG PP T	Subleito / Subleito	0,15	0,16
3 e 4	GG PP T	Subleito / Base	0,38	0,71
5 e 6	GT PP L	Subleito / Base	0,37	0,37
7 e 8	GG FV L	Subleito / Base	0,75	1,76

Nota: Cam – Camada; INF – Inferior; SUP – Superior; GG – Geogrelha; GT – Geotêxtil; PP – Polipropileno; FV – Fibra de vidro; T – Transversal; L – Longitudinal.

Comparando os pares de ensaios 1– 2 e 3– 4, é interessante notar que o valor de "ab" aumenta 153% desprezando os fatores " F_1 " e " F_1 " no cálculo, e 344% 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_1 ", a melhoria é ainda maior.

É interessante notar que sem o uso dos fatores " F_1 " e " F_1 ", a geogrelha PP não seria de grande vantagem em relação ao geotêxtil PP. 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 ensaios de arrancamento. No entanto, ao considerar os fatores de escala e de forma, o valor de " α_b " da geogrelha PP é 92% maior que o do geotêxtil PP, mostrando a mesma tendência ocorrida nos ensaios de arrancamento.

Outra importante observação a ser feita é o maior valor de " α_b " da geogrelha de fibra de vidro em relação à geogrelha de polipropileno nos dois casos do cálculo deste coeficiente. Sem a consideração dos fatores, " α_b " da geogrelha FV é 97% maior e utilizando " F_1 " e " F_1 ", esse valor é 148% maior. Porém, a contribuição do atrito de interface (primeiro componente da Equação 1) no valor final do coeficiente de aderência ao considerar " F_1 " e " F_1 " é de 0,14 (19,7%) para a geogrelha PP e de apenas 0,01 (0,6%) para a geogrelha FV.

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 12). 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 teve o pior desempenho. Essa diferença de comportamento em relação a análise com o coeficiente de aderência ocorre devido à segunda componente da Equação 1 não incorporar parâmetros do ensaio de arrancamento. A com-

binção das características do solo e da geometria do geossintético são bastante favoráveis 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 0,6% para geogrelha FV. É nesse primeiro componente da equação de " α_b " que se utiliza parâmetros retirados do ensaio de arrancamento.

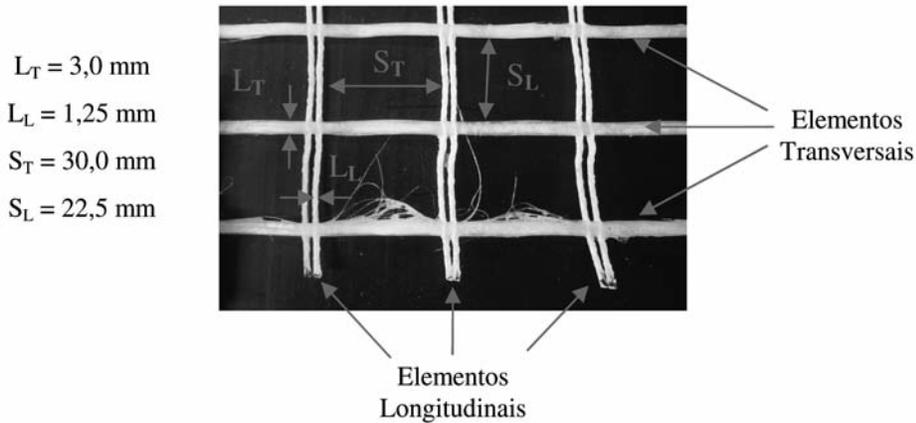


Fig. 12 – Geometria da Geogrelha de Fibra de Vidro. Nota: L_T – largura do membro transversal; L_L – largura de um "subelemento" longitudinal; S_T – abertura de malha no sentido transversal de fabricação; S_L – abertura de malha no sentido longitudinal.

4 – 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. Três geossintéticos foram estudados: uma geogrelha e um geotêxtil de polipropileno 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:

- A geogrelha de polipropileno parece ser a melhor opção dentre os materiais testados para reforço de subleito de pavimentos viários. Isto se deve à maior rigidez apresentada pela geogrelha de polipropileno em relação aos outros geossintéticos utilizados nos ensaios de arrancamento. Mais pesquisas são necessárias p/ verificar empiricamente se conclusões obtidas com ensaios de arrancamento de pequeno porte são confirmadas no campo;
- A análise através do coeficiente de aderência " α_b ", proposto por Jewell (1996), mostrou que a geogrelha de fibra de vidro possui ótimas características geométricas para os solos utilizados. A diferença encontrada nesta avaliação em comparação com a análise dos resultados dos ensaios de arrancamento se deve, principalmente, à sensibilidade da geogrelha de fibra de vidro aos danos de instalação e ao seu baixo coeficiente de atrito de interface e eficiência de junta;
- O ensaio de arrancamento de pequenas dimensões mostrou ser um ensaio rápido, eficaz e relativamente de baixo custo. Este ensaio é também uma poderosa ferramenta para ajudar o engenheiro na avaliação de diferentes geossintéticos a serem utilizados como reforço de subleito de rodovias em áreas específicas. Dessa forma, geossintéticos e solos locais podem ser facilmente avaliados em conjunto.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado concedida ao primeiro autor, ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP) pelo suporte técnico e ao Ranjiv Gupta, aluno de doutorado da Universidade do Texas em Austin, pelo envio de materiais utilizados na pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abd El Halim, A. A.; Haas, R.; Chang, W. A. (1983). *Geogrid reinforcement of asphalt pavements and verification of elastic theory*. Research Board Record - TRB, n. 949, pp. 55-65.
- Abramento, M.; Whittle, J. (1995). *Analysis of pullout tests for planar reinforcements in soil*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, n° 6, pp. 476-485.
- Al Qadi, I. L.; Core, B. J.; Brandon, T. L.; Bhutta, S. A.; Appea, A. K. (1998). *Quantifying the separation characteristic of geosynthetics in flexible pavements*. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 945-950.
- ASTM D 6706-01 (2001). *Standard test method for measuring geosynthetics pullout resistance in soil*.
- ASTM D 698-00a (2000). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf / ft³ (600 kN-m/m³))*.
- Carrol, R. G.; Jr. Walls, J. G.; Haas, R. (1987). *Granular base reinforcement of flexible pavements using geogrids*. Proceedings of Geosynthetics '87, pp. 46-57, St. Paul.
- Chang, D. T.; Wang, W. J.; Wang, Y. H. (1998). *Laboratory study of the dynamic test system on geogrid reinforced subgrade soil*. 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 967-970.
- Farrag, K.; Acar, Y. B.; Juran, I. (1993). *Pullout resistance of geogrid reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 2, n° 3, pp. 133-159.
- Gupta, R. (2006). *Publicação eletrônica* [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <zambrano@sc.usp.br> em 31 ago.
- Haas, R. (1984). *Structural behavior of Tensar reinforced pavements and some field applications*. Proceedings of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 166-170, London.
- Jewell, R. A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. Ciria e Thomas Telford, London.
- Jewell, R. A.; Milligan, G. W. E.; Sarsby, R. W.; Dubois, D. (1984). *Interaction between soil and geogrids*. Proceedings of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, pp. 18-30.
- Kakuda, F. M.; Bueno, B. S.; Teixeira, S. H. C. (2006). *Geogrid pullout tests using small scale equipment*. Proceedings of 8th International Conference on Geosynthetics, pp. 1443-1446, Yokohama.
- Koerner, R. M. (1999). *Designing with Geosynthetics*. 4^a edição, Prentice-Hall, United States of América.

- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). *Soil Mechanics: SI Version*. John Wiley & Sons, Singapore, pp. 149.
- Milligan, G. W. E.; Earl, R. F.; Bush, D. I. (1990). *Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids*. Proceedings of 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, vol. 2, pp. 747-751, The Hague.
- Ochiai, H.; Otani, J.; Hayashic, S.; Hirai, T. (1996). *The pullout resistance of geogrids in reinforced soil*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 14, pp. 19-42.
- Palmeira, E. M. (2004). *Bearing force mobilization in pull-out tests on geogrids*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 22, pp. 481-509.
- 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, vol. 133, n° 1, pp. 37-50.
- Teixeira, S. H. C. (2003). *Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados*. 218p. Tese de Doutorado – EESC/USP, São Carlos.
- Trichês, G.; Bernucci, L.B. (2004). *Reforço de base de pavimentos*. Manual Brasileiro de Geossintéticos, Vertematti, J. (ed.), pp. 153-169, Brasil.
- Webster, S. L.; Watkins, J. E. (1977). *Investigation of construction techniques for tactical bridge approach roads across soft ground*. Technical Report S-77-1, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg.