

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACE ENTRE GEOSSINTÉTICOS DE REFORÇO E SOLO DE COBERTURA DE ATERROS SANITÁRIOS

Interface shear strength between reinforcement geosynthetics and soil of landfill covers

Heraldo Nunes Pitanga*

Jean-Pierre Gourc**

Orencio Monje Vilar ***

RESUMO – Camadas de cobertura de aterros sanitários contemplam sistemas de revestimento composto constituídos por materiais granulares e geossintéticos cujas interfaces podem estar suscetíveis ao deslizamento. Com o propósito de redistribuir os esforços tangenciais atuantes no sistema, projetistas têm recomendado o emprego de geossintéticos de alta resistência à tração acima da interface mais fraca. Além da redistribuição desses esforços, é necessário que tais geossintéticos sejam suficientemente resistentes para impedir o deslizamento do solo de cobertura ao longo da interface. Esse artigo apresenta um estudo experimental visando aferir a melhoria potencial proporcionada por dois novos geossintéticos de reforço à resistência ao cisalhamento de interfaces com solo compactado. Um geotêxtil não-tecido liso, não reforçado, foi igualmente testado para fins comparativos. Para reproduzir as baixas tensões confinantes características de sistemas de cobertura, foi utilizado o equipamento plano inclinado modificado.

SYNOPSIS – Cap cover slopes of landfills are made up of different geosynthetic and mineral components whose interfaces can be susceptible to sliding. With the aim to redistribute the tangential efforts acting in the system, designers have used high tensile strength geosynthetics over the weaker interface. Besides the redistribution of these efforts, such geosynthetics must present enough resistance in order to prevent the cover soil from sliding throughout the interface. This article presents an experimental study aiming at to investigate the contribution of two new reinforcement geosynthetics in improving the shear strength of interfaces with compacted soil. A nonwoven geotextile was tested for comparison purpose. To reproduce the low normal stresses usual in landfill covers, the modified inclined plane test was used.

PALAVRAS CHAVE – Resistência ao cisalhamento de interface, geossintéticos, solo de cobertura.

1 – INTRODUÇÃO

Os aterros sanitários constituem uma técnica de disposição dos resíduos sólidos urbanos que se baseia em princípios de engenharia com o propósito de confinar tais resíduos nas menores área

* Doutorando, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil. E-mail: pitanga@sc.usp.br

** Professor Titular, Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), Université Joseph Fourier (Grenoble I), Grenoble, França. E-mail : gourc@ujf-grenoble.fr

*** Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil. E-mail: orencio@sc.usp.br

e volume possíveis e sem ocasionar impactos à saúde pública e ao meio ambiente. Tais estruturas têm, entre suas partes componentes, sistemas de revestimento de cobertura (Fig. 1) e de fundo (Fig. 2), os quais se destinam, essencialmente, a isolar do ambiente os resíduos acondicionados e seus derivados (gases e líquidos) gerados no corpo do aterro.



Fig. 1 – Sistema de revestimento de cobertura de aterro sanitário (modificado de Naue, 2008).

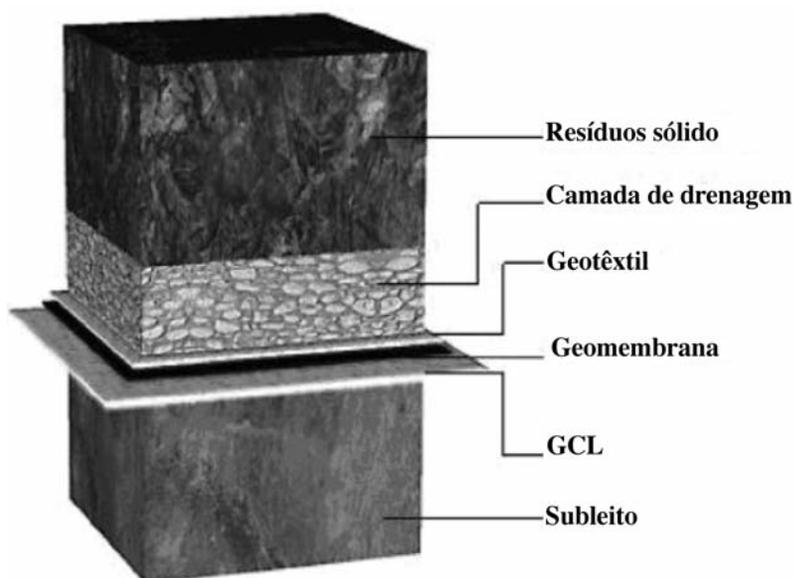


Fig. 2 – Sistema de revestimento de fundo de aterro sanitário (modificado de Naue, 2008).

Sistemas de revestimento, tanto de cobertura, quanto de fundo de aterros sanitários se deparam com problemas de estabilidade, os quais podem ocasionar o deslizamento de parte ou da totalidade dos mesmos. Quando a inclinação e o comprimento dos taludes laterais aumentam, as forças cisalhantes causadas pelo peso próprio também aumentam. Estas devem ser resistidas pela resistência ao cisalhamento das interfaces entre os elementos componentes do sistema de revestimento e pela resistência à tração desses componentes. Cargas de equipamentos empregados durante a fase construtiva, forças de percolação de água e eventos sísmicos constituem outros cenários que contribuem para o incremento das forças cisalhantes instabilizadoras (Koerner e Soong, 2005).

Se as forças cisalhantes são maiores que a força resistente gerada pelo atrito da interface menos resistente, o deslizamento ocorrerá ao longo dessa interface. Adicionalmente, se a resistência à tração mobilizada em decorrência dessa resistência de interface deficiente for insuficiente para contrabalançar tais forças cisalhantes, ocorrerão rasgos dos componentes geossintéticos com a subsequente ruptura do talude lateral (Fig. 3). Assim, tais sistemas devem ser projetados de modo a impedir a incidência de tais processos.

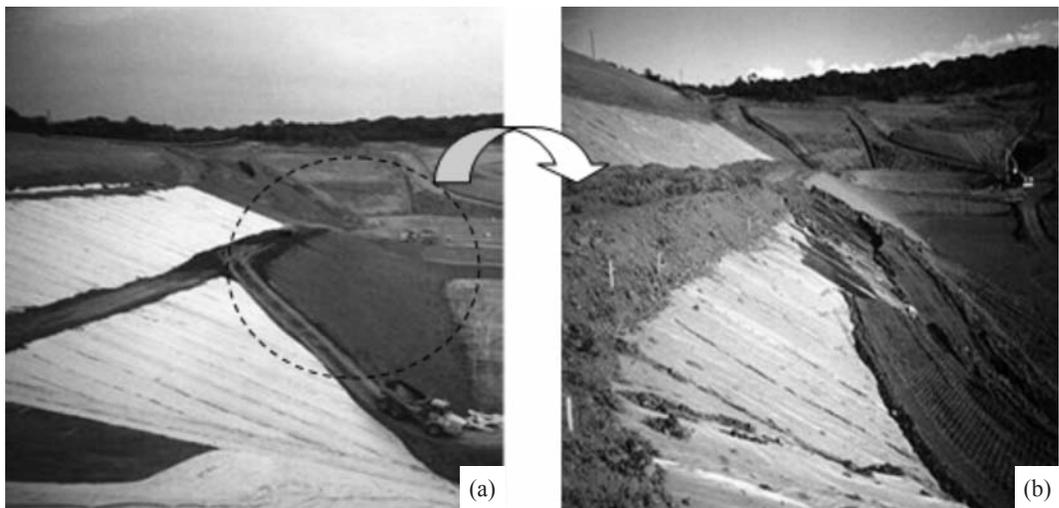


Fig. 3 – Exemplo de ruptura de sistema de revestimento de aterro sanitário: (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura.

Particularmente no que diz respeito à camada de cobertura, uma forma de aumentar a estabilidade do sistema de revestimento consiste na inclusão de geossintéticos de reforço, em geral geogrelhas ou geotêxteis de alta resistência à tração, posicionados acima da interface crítica. No caso de sistemas de revestimento que contemplam geomembranas, tais reforços geossintéticos são necessários dado o fato de que tais barreiras devem trabalhar idealmente sob nenhum esforço de tração a fim de garantir sua baixíssima permeabilidade. Para atender a essas finalidades, muitos fabricantes têm criado novos produtos que contemplam a adição aos geotêxteis de superfícies rugosas, dotadas de elementos de reforço (geomantas, por exemplo, ver Fig. 4) destinados a garantir a estabilidade local na zona de contato entre o solo e o geossintético.

Dentro dessa perspectiva, esse artigo apresenta um conjunto de resultados experimentais destinados a aferir a eficiência de geossintéticos de reforço fabricados com a adição de elementos longitudinais e transversais de reforço à superfície de uma manta geotêxtil de base. Essa eficiência foi aferida via ensaios de resistência ao cisalhamento de interface realizados em equipamento plano inclinado modificado, o qual permite reproduzir as baixas tensões normais características das coberturas de aterros sanitários.

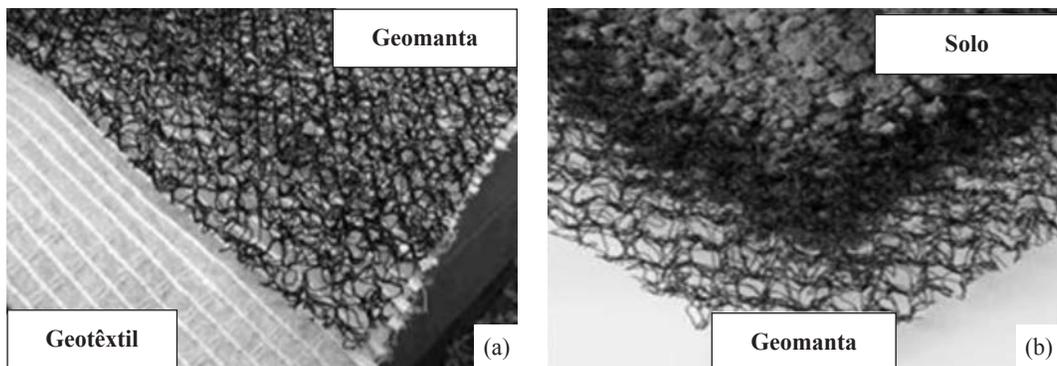


Fig. 4 – Geossintético de reforço do solo de cobertura (a) e detalhe da geomanta em contato com o solo (b).

2 – ENSAIO PLANO INCLINADO

O ensaio plano inclinado é comumente usado quando se pretende estudar as características resistentes de sistemas de revestimento geossintéticos sob condição de baixas tensões normais, como no caso de camadas de cobertura de aterros sanitários. Diversos estudos utilizando simultaneamente os equipamentos plano inclinado e caixa de cisalhamento direto têm mostrado a maior adequabilidade do plano inclinado na caracterização da resistência de interface sob baixas tensões normais (Koutsourais *et al.*, 1991; Lalarakotoson, 1998; Izgin e Wasti, 1998; Wasti e Özdüzgün, 2001). As normas AFNOR NF P 84-522 (1994) e EN ISO 12957-2 (2005) especificam as características do equipamento plano inclinado padrão e as condições de sua utilização.

A Fig. 5 apresenta exemplos do equipamento padrão prescrito pelas normas supramencionadas. Ele é composto basicamente por um plano rígido (plano suporte do geossintético) acima do qual é colocada uma caixa superior destinada a conter o solo. Esta caixa é apoiada sobre um sistema de trilhos laterais que permite o seu deslizamento à medida que o conjunto é inclinado por um sistema motorizado a uma velocidade angular constante. Transdutores de deslocamento e de inclinação são conectados ao equipamento de ensaio e a um sistema computadorizado de aquisição de dados, permitindo o registro contínuo dos dados de deslocamento da caixa superior com o solo e do ângulo de inclinação ao longo do tempo.

Em geral, a superfície de contato entre o solo e o geossintético inferior corresponde a um comprimento $L=1\text{m}$ na direção do deslizamento, com largura variável de equipamento para equipamento ($l=70\text{cm}$ para o equipamento da Fig. 5a, $l=100\text{cm}$ para o equipamento da Fig. 5b), e o deslocamento relativo entre o solo e o geossintético é limitado, permitindo apenas a caracterização do atrito estático, e não a caracterização do atrito residual. As normas mencionadas anteriormente prescrevem o ângulo de inclinação β correspondente a um deslocamento relativo $\delta=50\text{mm}$ como aquele que deve ser utilizado para fins de derivação do ângulo de atrito estático da interface testada.

3 – ENSAIO PLANO INCLINADO MODIFICADO

Com o propósito de avaliar o comportamento resistente de interfaces solo-geossintético considerando-se deslocamentos relativos maiores que aqueles permitidos pelo equipamento padrão, um novo equipamento plano inclinado foi concebido por Reyes-Ramírez (2003). Esse equipamento, cuja foto e representação esquemática são apresentadas na Fig. 6, difere essencialmente do equipamento padrão na dimensão longitudinal da caixa superior ($L=18\text{cm}$), permitindo, portanto, uma

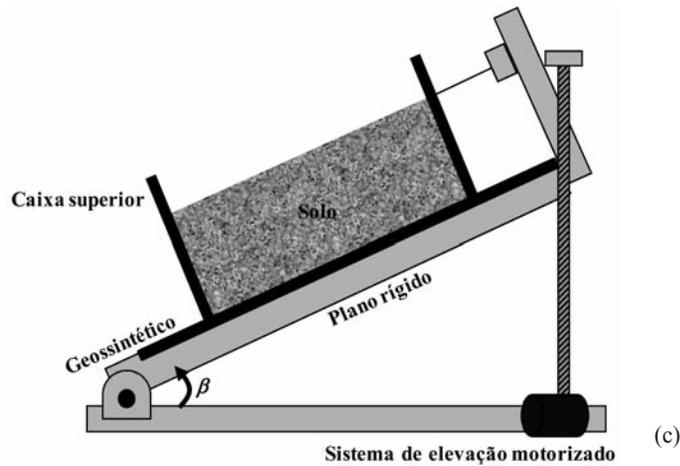
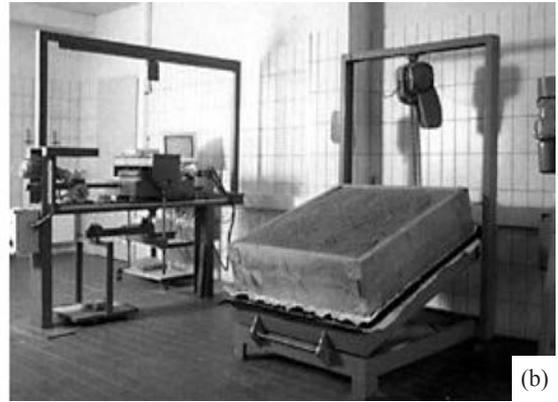
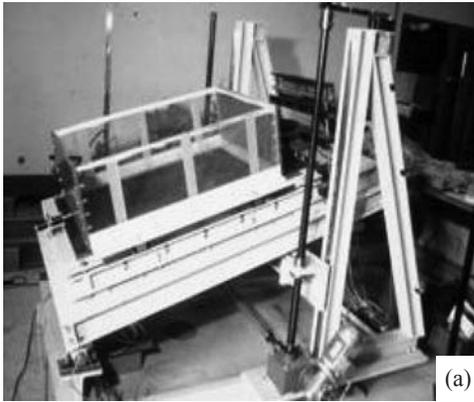


Fig. 5 – Equipamento plano inclinado padrão (a,b) e seção esquemática básica do equipamento (c).

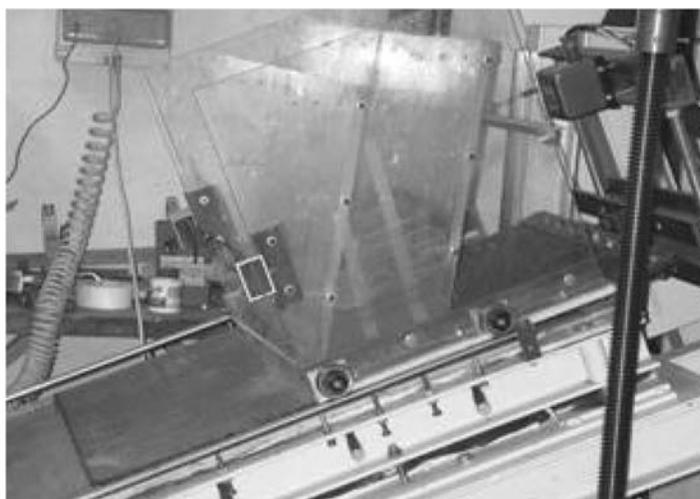
maior extensão do movimento do conjunto caixa superior-solo ao longo da superfície geossintética apoiada sobre o plano suporte. Assim, além do comportamento resistente da interface na fase estática, torna-se possível caracterizar o comportamento resistente da interface durante a fase de deslizamento não-estabilizado, daqui em diante denominada fase de atrito dinâmico.

Os dois principais mecanismos de deslizamento observados em um ensaio do tipo plano inclinado são (Fig. 7):

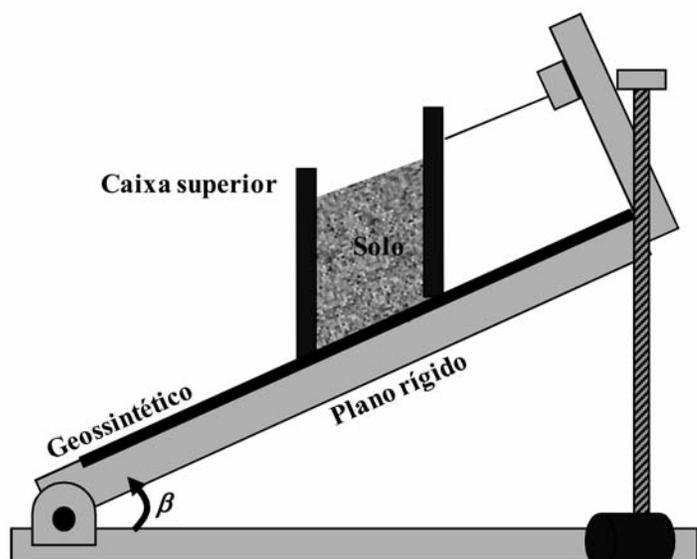
- i) Deslizamento súbito: correspondente ao deslocamento abrupto da caixa superior sob condição de deslizamento não-estabilizado (Fig. 7a);
- ii) Deslizamento gradual: correspondente ao deslocamento progressivo da caixa superior com o incremento da inclinação β (Fig. 7b).

Durante o ensaio, os seguintes parâmetros podem ser avaliados:

- β_0 : inclinação do plano correspondente ao início do movimento da caixa superior;
- β_{lim} : inclinação do plano correspondente à fase de deslizamento não-estabilizado;
- β_{stat} : inclinação do plano correspondente a um deslocamento δ padrão associado à instabilidade estática.



(a)



(b)

Sistema de elevação motorizado

Fig. 6 – Equipamento plano inclinado modificado (Reyes-Ramírez, 2003):
 (a) exemplo de ensaio; (b) seção esquemática básica do equipamento.

Nos ensaios, quando a inclinação β alcança o valor β_{lim} , a velocidade de deslocamento da caixa superior torna-se importante. Nessa condição, a análise de equilíbrio mecânico do sistema deve ser conduzida usando os princípios da dinâmica, portanto considerando-se a aceleração do sistema durante a fase de deslizamento não-estabilizado. Assim, uma fase estática (Fase 1) seria distinguida de uma fase dinâmica (Fase 3), havendo eventualmente entre elas uma fase intermediária (Fase 2) em que a interpretação estática é meramente uma aproximação (ver Fig. 7).

Dos resultados de ensaios, tem sido demonstrado (Gourc e Reyes-Ramírez, 2004) que um movimento uniformemente acelerado, portanto de aceleração constante, pode ser alcançado quando $\beta = \beta_{lim}$. Neste caso, é possível determinar um ângulo de atrito de interface que caracteriza a fase de deslizamento não-estabilizado, o qual é denominado ângulo de atrito dinâmico.

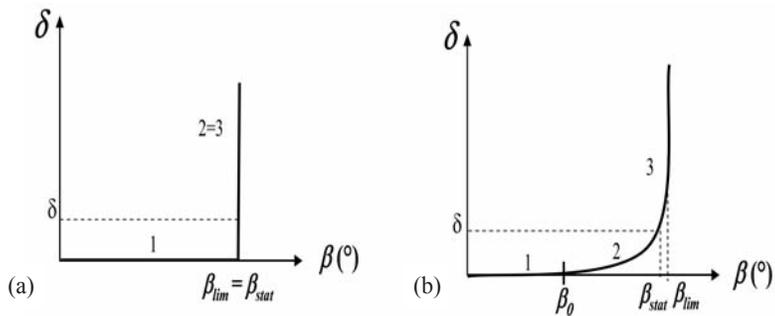


Fig. 7 – Diferentes mecanismos de deslizamento observados em ensaios do tipo plano inclinado: (a) deslizamento súbito; (b) deslizamento gradual.

4 – MATERIAIS

O programa de pesquisa contempla o estudo da capacidade resistente oferecida por dois novos geossintéticos de reforço do solo de cobertura (identificados por GTR1 e GTR2), comparativamente a um geotêxtil não reforçado (identificado por GT). O GTR1 corresponde a uma manta geotêxtil reforçada superficialmente por elementos longitudinais (Fig. 8a), enquanto que o GTR2 apresenta a mesma estrutura do GTR1, porém acrescida de elementos transversais de reforço (Fig. 8b). Ambos apresentam espessura correspondente a $e=2,5\text{mm}$. O GT corresponde a um geotêxtil agulhado de espessura $e=1\text{mm}$ cuja superfície não é dotada de elementos de reforço (Fig. 8c).

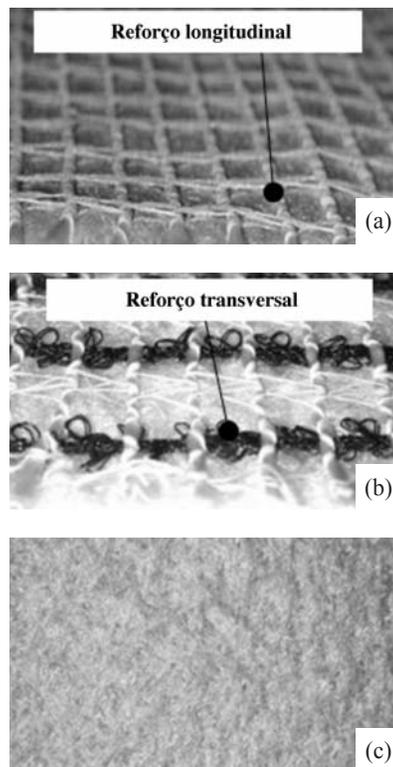


Fig. 8 – Aspectos superficiais dos geossintéticos estudados: (a) GTR1; (b) GTR2; (c) GT.

O solo utilizado foi uma areia siltosa cinza da região Rhône-Alpes, França (solo “Sablon d’Isère”) que apresenta, no ensaio de compactação Proctor Normal, $\gamma_{dm\acute{a}x}=16,2 \text{ kN/m}^3$ e $w_{\acute{o}t}=7,3\%$.

5 – MÉTODOS

Na preparação dos ensaios de plano inclinado, as amostras geossintéticas foram apoiadas sobre o plano suporte e ancoradas no topo com uma garra metálica (Fig. 9).

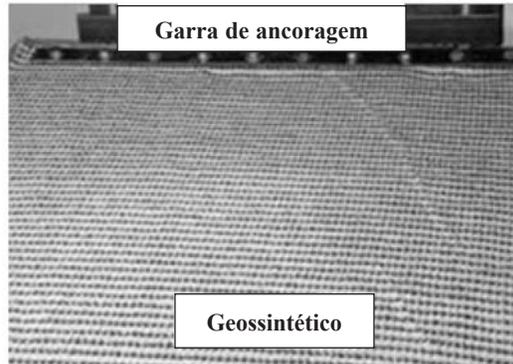


Fig. 9 – Amostra de geossintético de reforço (GTR2) apoiada sobre o plano suporte e ancorada no topo do plano inclinado.

A caixa superior colocada acima do geossintético foi preenchida com solo na umidade de 6,8%, o qual foi compactado com uma placa metálica assentada sobre o solo solto (dimensões 70cm x 18cm) e com um soquete manual até um grau de compactação $GC=82\%$, resultando em um peso específico úmido de $14,20 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_d=13,30 \text{ kN/m}^3$). Esse baixo grau de compactação do solo foi aplicado de forma proposital considerando-se que, em geral, a compactação de campo é efetuada de maneira precária, sobretudo em taludes íngremes das instalações de contenção de resíduos.

Placas metálicas adicionais similares à de compactação são empregadas de modo a aplicar a tensão normal de interesse. Essas placas apresentam a mesma inclinação das paredes inclináveis da caixa e elas são dispostas de modo que apenas a placa de compactação (20 mm de espessura) apoiada sobre o solo se ajuste às paredes transversais da caixa e também distribua ao solo subjacente a carga devida às placas sobrejacentes (Fig. 10). As paredes inclináveis têm o propósito de assegurar a uniformidade da tensão normal atuante na interface no momento da ruptura (Lalarakotoson, 1998).

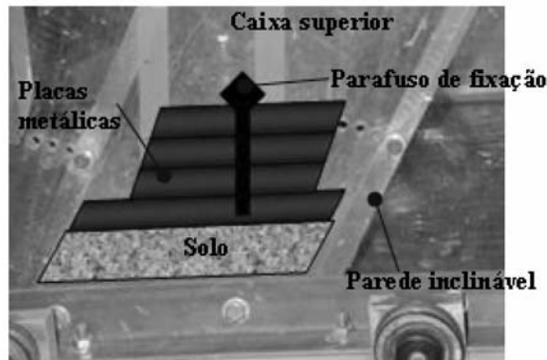


Fig. 10 – Esquema representativo do conjunto solo compactado-placas metálicas no interior da caixa de ensaio.

Tensões normais iniciais (σ_0) de 2,8 kPa, 5,9 kPa e 10,4 kPa foram empregadas. A realização do ensaio parte de um estado inicial onde atua a tensão normal média σ_0 , de modo que o cisalhamento é proporcionado pela inclinação gradual do plano suporte que continua até um ângulo β_{lim} , denominado de ângulo de deslizamento não estabilizado. Registre-se que à medida que se aumenta a inclinação (β_i), a tensão normal σ_i tende a diminuir, pois $\sigma_i = \sigma_0 \cdot \cos\beta_i$.

Os respectivos ângulos de atrito estático (ϕ^{stat}) e dinâmico (ϕ^{dyn}) são obtidos segundo as equações abaixo (Reyes-Ramírez, 2003):

$$\tan \phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \text{sen}\beta - T_{trilho}}{m_s \cdot g \cdot \cos \beta} \quad (1)$$

$$\tan \phi^{dyn} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \text{sen}\beta_{lim} - T_{trilho} - (m_c + m_s) \cdot \gamma}{m_s \cdot g \cdot \cos \beta_{lim}} \quad (2)$$

onde m_c : massa da caixa; m_s : massa do solo; g : aceleração da gravidade; β : ângulo de inclinação do plano; β_{lim} : ângulo de inclinação do plano durante a fase de deslizamento não-estabilizado; T_{trilho} : atrito do sistema de trilhos laterais; γ : aceleração da caixa superior com solo durante a fase de deslizamento não-estabilizado ($\beta = \beta_{lim}$).

O peso da caixa superior apoiada sobre o sistema de trilhos laterais corresponde a $m_c \cdot g = 282,24\text{N}$. Os valores dos pesos dos materiais que preenchem a caixa superior (solo e placas metálicas) correspondem a $m_s \cdot g = 352,80\text{N}$, $743,40\text{N}$ e $1310,40\text{N}$ respectivamente para as tensões normais $\sigma_0 = 2,8\text{kPa}$, $5,9\text{kPa}$ e $10,4\text{kPa}$. Os resultados da calibração do equipamento (ensaios sobre a caixa superior sem solo, mas com diferentes sobrecargas) para as condições estática e dinâmica mostram que a resistência ao deslizamento oferecida pelo sistema de trilhos laterais é independente da carga normal. Para a condição estática, $T_{trilho} = 5,4\text{N}$ e para a condição dinâmica, T_{trilho} (em N) é dado por:

$$T_{trilho} = 65,496 - 51,304 \cos \beta_{lim} \quad (3)$$

O ângulo de atrito estático é obtido a partir da equação 1 para um valor de inclinação β correspondente a um deslocamento relativo $\delta = 50\text{mm}$ conforme prescrição da norma EN ISO 12957-2 (2005).

A fase dinâmica pode ser interpretada a partir de dados do ensaio correspondentes à fase de deslizamento não-estabilizado. A Fig. 11 mostra um exemplo de registro ao longo do tempo dos dados de deslocamento relativo (δ) e de velocidade instantânea (v), durante um ensaio no plano inclinado. Nesse caso, a aceleração γ corresponde à inclinação da reta correspondente à função linear velocidade (v) versus tempo (t). Na Fig. 11, $t=0$ corresponde ao tempo em que o ângulo de inclinação β do plano suporte alcança o valor correspondente a β_{lim} , inclinação do plano correspondente à fase de deslizamento não-estabilizado.

6 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

As Figs. 12 e 13 mostram as curvas representativas do deslocamento relativo (δ) em função do ângulo de inclinação (β) do plano para os três níveis de tensão normal inicial (σ_0) aplicada sobre as interfaces solo-geossintético estudadas. Para cada interface estudada e para cada nível de tensão normal inicial aplicada, foram repetidos dois ensaios. As Figs. 14 e 15 mostram, respectivamente, a variação dos ângulos de atrito estático (ϕ^{stat}) e dinâmico (ϕ^{dyn}) com a tensão normal na ruptura para as mesmas interfaces.

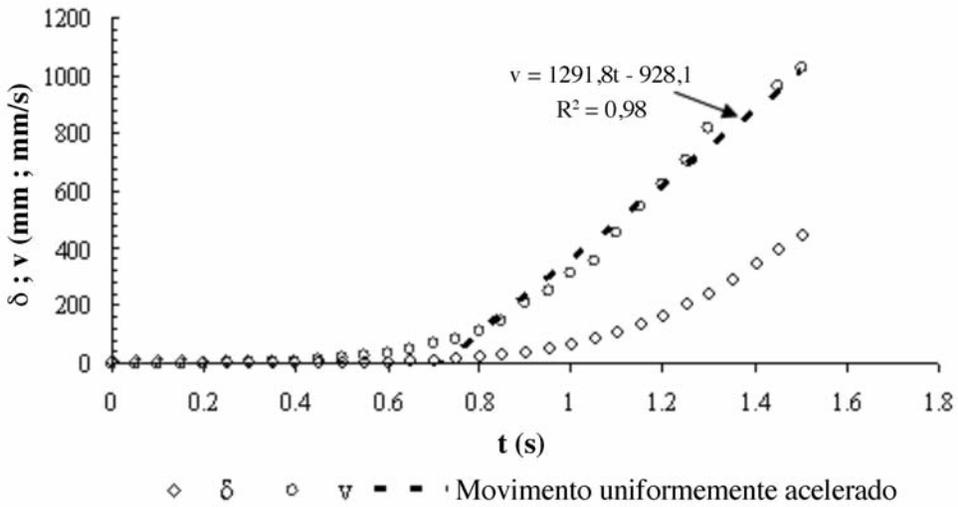


Fig. 11 – Derivação da aceleração γ a partir dos dados da fase de deslizamento não-estabilizado ($\beta = \beta_{lim}$) para fins de determinação do parâmetro ϕ^{dyn} .

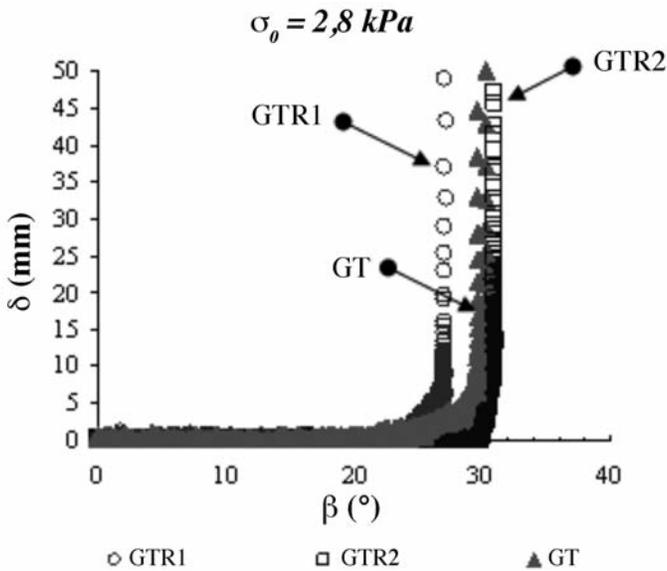
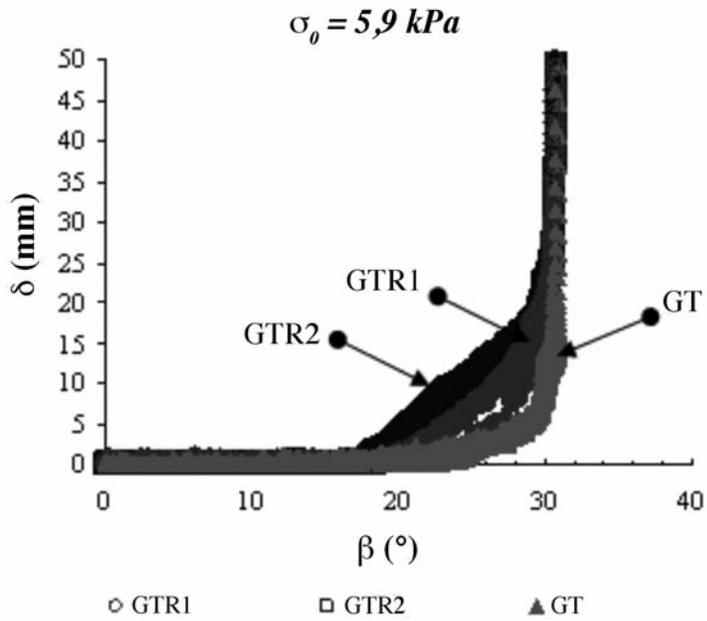
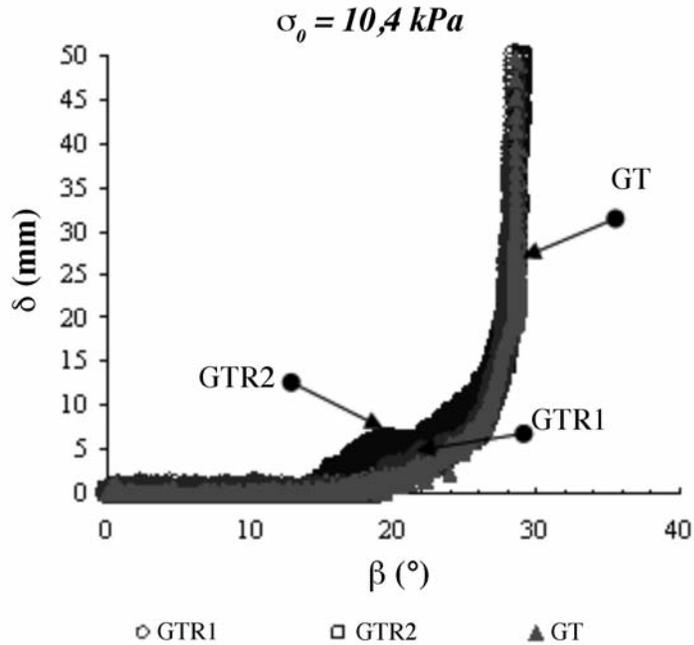


Fig. 12 – Curvas $\delta(\beta)$ correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas: ensaios sob $\sigma_0 = 2,8 \text{ kPa}$.

Com relação à tendência geral de variação dos ângulos de atrito estático e dinâmico com a tensão normal aplicada à interface, os resultados confirmam as evidências experimentais obtidas por Lalarakotoson *et al.* (1999), realizando ensaios sobre equipamentos plano inclinado (para baixas tensões normais) e caixa de cisalhamento direto de grandes dimensões (para tensões normais elevadas). Esses autores constataram a redução do parâmetro ϕ^{stat} com o incremento da tensão normal, ao passo que o ângulo de atrito residual, o qual é análogo ao parâmetro ϕ^{dyn} aqui apresentado, mostrou-se razoavelmente insensível à variação da tensão normal atuante.



(a)



(b)

Fig. 13 – Curvas $\delta(\beta)$ correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas: (a) ensaios sob $\sigma_0=5,9 \text{ kPa}$; (b) ensaios sob $\sigma_0=10,4 \text{ kPa}$.

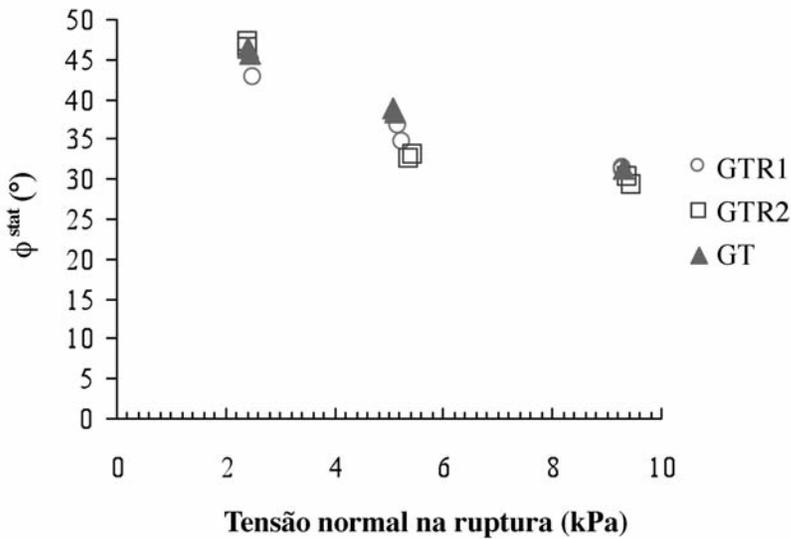


Fig. 14 – Variação do ângulo de atrito estático (ϕ^{stat}) com a tensão normal na ruptura para as interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas.

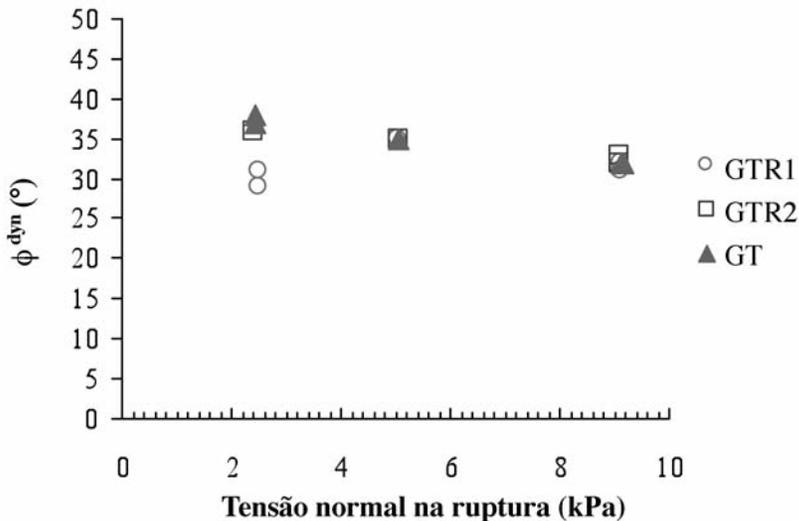


Fig. 15 – Variação do ângulo de atrito dinâmico (ϕ^{dyn}) com a tensão normal na ruptura para as interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas.

Ainda que seja igualmente constatada para interfaces do tipo geossintético-geossintético (ver Wasti e Özdüzgün, 2001), a redução do ângulo de atrito com o incremento da tensão normal nas interfaces solo compactado-geossintético estudadas pode ser explicada à luz do histórico de tensões do solo compactado e do fenômeno de dilatância. Para baixos níveis de tensão normal, o solo compactado se encontra fortemente sobre-adensado, ou seja, ele experimenta no ato da ruptura tensões muito menores que aquelas experimentadas quando de sua compactação. Quando o mecanismo de ruptura é deflagrado, ele tende a aumentar de volume no plano de ruptura (comportamento dilatante), demandando um maior esforço tangencial para que o entrosamento entre as partículas seja vencido e o deslizamento seja desencadeado. Esse processo se traduz sob a forma de um maior ângulo

de atrito mobilizado na ruptura ao longo da interface. À medida que as tensões normais atuantes aproximam-se da máxima experimentada no processo de compactação, o solo torna-se menos sobre-adensado, a dilatância diminui e, conseqüentemente, diminui a parcela resistente associada a esse fenômeno.

Das evidências experimentais relatadas anteriormente, constata-se, portanto, que a diferença entre os ângulos de atrito de pico (ϕ^{stat}) e pós-pico (ϕ^{dyn}) tende a ser reduzida com o incremento da tensão normal atuante na interface. Isso é compatível com a tendência de comportamento identificada nas curvas $\delta(\beta)$, visto que o mecanismo de mobilização da resistência converge de deslizamento do tipo súbito (Fig. 12) para deslizamento gradual (Fig. 13) com o aumento da tensão normal. De um modo geral, o deslizamento súbito resulta de uma brusca e significativa redução do ângulo de atrito de interface a partir do início da deflagração do movimento do elemento superior da interface, de modo que $\beta_o = \beta_{stat} = \beta_{lim}$. O deslizamento gradual, por sua vez, caracteriza-se por um incremento do atrito de interface a partir do início do movimento da caixa superior ($\beta = \beta_o$), a qual requer um aumento progressivo do ângulo de inclinação do plano suporte de β_o para o valor β_{lim} a fim de que a fase de deslizamento não estabilizado seja alcançada. Neste caso, tem-se $\beta_o < \beta_{stat} < \beta_{lim}$.

Comparando-se os diferentes geossintéticos utilizados, não foi possível notar, para as condições específicas dos ensaios (tipo de solo, grau de compactação, intervalo de tensões normais aplicadas), diferenças pronunciadas de resistência de interface com o solo compactado. Nota-se que tais diferenças tendem a ser dissipadas com o aumento da tensão normal, sobretudo quando esta se aproxima de valores próximos àqueles encontrados em campo sob condições reais de camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos, com tensões normais superiores a 5kPa.

Interessante constatar que, comparativamente ao geotêxtil não reforçado, não há melhorias significativas na resistência com a incorporação dos elementos transversais e longitudinais de reforço na manta geotêxtil. É possível, portanto, que sob baixas tensões normais e para interfaces entre solos densos e superfícies rugosas, a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface seja mais dependente do contato entre as partículas individuais do solo e a superfície geotêxtil de base (sem os elementos transversais e longitudinais de reforço) do que da estrutura tridimensional oferecida por tais dispositivos de reforço conectados a esta superfície geotêxtil. Salienta-se que esse geotêxtil de base é efetivamente o único elemento comum entre todos os geossintéticos testados. Isto não significa necessariamente que tais dispositivos de reforço não contribuam no processo de mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo da interface solo-geossintético, mas talvez que sua atuação ao longo da zona de cisalhamento seja secundária. Pesquisas adicionais envolvendo um leque diversificado de geotêxteis reforçados ou não devem ser realizadas com o propósito de se obter respostas conclusivas quanto às características do mecanismo de mobilização da resistência ao cisalhamento de interfaces que contemplam tais geossintéticos sob condição de baixas tensões normais atuantes. Estas pesquisas poderiam ser elucidativas quanto à capacidade ou não de geotêxteis não reforçados (agulhados, termoligados, tecidos) em garantir a estabilidade da interface na zona de contato com o solo de cobertura, independentemente da presença de elementos superficiais de reforço, conforme mostrado neste estudo.

7 – CONCLUSÃO

Considerando-se a possibilidade de reforço do solo de camadas de cobertura de aterros sanitários, esse artigo apresentou um conjunto de resultados experimentais destinados a aferir, via ensaios de resistência ao cisalhamento de interface realizados em equipamento plano inclinado modificado, a eficiência de geossintéticos de reforço comparativamente a um geotêxtil agulhado não-reforçado. Independentemente do tipo de geossintético, foi possível constatar uma redução do ângulo de atrito estático (análogo ao ângulo de atrito de pico) com o incremento da tensão normal, ao

passo que o ângulo de atrito dinâmico (análogo ao ângulo de atrito residual) mostrou-se razoavelmente insensível à variação da tensão normal atuante. Para as condições específicas dos ensaios (tipo de solo, grau de compactação, intervalo de tensões normais aplicadas), não foram constatadas diferenças pronunciadas nas respostas fornecidas pelos diferentes produtos geossintéticos ao deslizamento do solo compactado ao longo de suas respectivas superfícies. A capacidade resistente do geotêxtil não reforçado mostrou-se compatível àquela apresentada pelos geossintéticos de reforço. Os resultados sugerem que as pesquisas sobre o tema devam ser ampliadas com o propósito de se avaliar o papel efetivo dos elementos de reforço na suposta melhoria da resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo-geossintético de reforço submetidas a baixas tensões normais.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao acordo Capes-Cofecub pelo financiamento da pesquisa.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFNOR NF P 84-522 (1994). *Géomembrane - Mesure de l'angle de glissement des dispositifs d'étanchéité par géomembrane (DEG) à l'aide d'un plan incliné*. AFNOR 1994, Paris, France.
- EN ISO 12957-2 (2005). *Geosynthetic - Determination of friction characteristics, Part 2: Tilted Plane test*. CEN, Brussels, Belgium.
- Gourc, J. P.; Reyes-Ramírez, R. (2004). *Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane*. Geosynthetics International, 11, no 6, pp. 439-454.
- Izgin, M.; Wasti, Y. (1998). *Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 16, no 4, pp. 207-219.
- Koerner, R. M.; Soong, T.-Y. (2005). *Analysis and design of veneer cover soils*. Geosynthetics International, 12, no 1, pp. 28-49.
- Koutsourais, M.M.; Sprague C.J.; Pucetas, R.C. (1991). *Interfacial Friction Study of Cap and Liner Components for Landfill Design*. Geotextiles and Geomembranes, 10, pp. 531-548.
- Lalarakotoson S. ; Villard, P. ; Gourc. J.P. (1999). *Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes*. Geotechnical Testing Journal, 22, no4, pp. 284-291.
- Lalarakotoson, S. (1998). *Les interfaces géosynthétiques sous faible confinement au plan incliné*. Tese de Doutorado, Université Joseph Fourier, Grenoble I, França, 193 p. (em francês).
- Naue (2008). *Naue GmbH & Co. KG, Applications, Landfills*. Disponível em: <http://www.naue.com/>. Acesso em: julho 2008.
- Reyes-Ramirez, R. (2003). *Nouveau regard sur l'essai au plan incliné appliqué au frottement des interfaces géosynthétiques*. Tese de Doutorado, Université Joseph Fourier, Grenoble I, França, 215 p. (em francês).
- Wasti, Y.; Özdüzgün, Z.B. (2001). *Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 19, pp. 45-57.