

# Aspectos relevantes a considerar no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos

## *Main aspects to consider in the design of walls and slopes reinforced with geosynthetics*

**Maria de Lurdes  
Lopes\***

**RESUMO** - Neste trabalho faz uma análise dos factores mais relevantes a considerar no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos. Após uma breve introdução aos diferentes tipos de sistemas de solo reforçado com geossintéticos, refere-se a constituição e os processos construtivos mais comuns de muros e taludes. A metodologia de dimensionamento por abordagem aos estados limites é mencionada e os procedimentos para a avaliação das propriedades dos materiais constituintes das estruturas são descritos. No caso dos geossintéticos realça-se a importância do polímero constituinte, da estrutura, do efeito do tempo e dos agentes de degradação no comportamento mecânico a curto e a longo prazo. Quanto à interacção solo-geossintético é dado particular ênfase à influência da estrutura do reforço e da dimensão dos grãos de solo. Como conclusões fundamentais refere-se a necessidade de o dimensionamento considerar um critério de deformação e a compatibilidade das deformações dos vários materiais intervenientes, bem como de avaliar a influência das condições de instalação, ambientais (internas e externas) e da fluência no comportamento mecânico dos geossintéticos.

**SYNOPSIS** - In this paper the main aspects to consider in the design of walls and slopes reinforced with geosynthetics are analysed. After an introduction to the different types of soil-reinforced systems with geosynthetics, walls and slopes constitution and construction procedures are referred. Equilibrium limit approach design methodology is mentioned and procedures for the evaluation of the constituent materials properties are described. For geosynthetics the relevance of the constituent polymer, structure, creep and degradation agents on the materials short and long-term mechanical behaviour is enhanced. In what concerns soil-geosynthetic interaction the influence of geosynthetic' structure and soil grain size is emphasized. The main conclusions referred are the need of a design deformation criteria and the strain compatibility between the different materials, as well as the consideration of the influence of the installation and environmental conditions and creep on the mechanical behaviour of the geosynthetics.

\* Professora Associada,  
Faculdade de Engenharia da  
Universidade do Porto.  
E-mail: lcosta@fe.up.pt

**Palavras-chave** – Solo reforçado; geossintéticos; dimensionamento.

## 1 – INTRODUÇÃO

Os sistemas de solo reforçado com geossintéticos surgiram há cerca de 30 anos como alternativa ao reforço de solos com elementos metálicos.

O baixo custo dos geossintéticos, associado à facilidade de aplicação e à versatilidade da geometria das obras, fez com que essa técnica ganhasse rapidamente um grande número de adeptos na indústria da construção.

Porém, este rápido incremento na aplicação não permitiu paralelismo no conhecimento acerca do comportamento dos materiais e das estruturas que os integram, razão pela qual os métodos de dimensionamento propostos eram conservativos, baseados nos princípios de Equilíbrio Limite.

Passados 30 anos a evolução dos conhecimentos técnico-científicos acerca do comportamento dos geossintéticos e dos sistemas de solo reforçado com estes materiais evoluiu muito significativamente, sendo hoje em dia um dos maiores objectivos dos investigadores na matéria a proposta de métodos de dimensionamento específicos para sistemas de solo reforçado com geossintéticos.

Neste trabalho procura-se percorrer os aspectos mais relevantes associados à concepção e ao dimensionamento de sistemas de solo reforçado com geossintéticos, à luz daqueles que são os conhecimentos actuais na matéria.

## 2 – TIPOS DE SISTEMAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Os sistemas de solo reforçado com geossintéticos podem ser divididos em duas grandes categorias: estruturas de solo; estruturas de suporte de cargas (Figura 1)

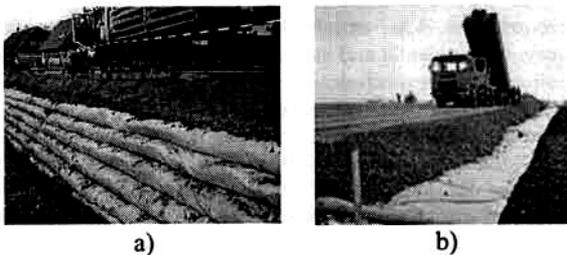


Fig. 1 – Sistemas de solo reforçado com geossintéticos: a) estruturas de solo; b) estruturas de suporte de cargas.

As estruturas de solo estão sujeitas a solicitações essencialmente estáticas, podendo essas solicitações ser concentradas (por exemplo, em camadas de solo sobre fundações não uniformes) ou distribuídas (por exemplo, em muros e taludes reforçados e aterros sobre solos moles). Por sua vez, nas estruturas de suporte de cargas actuam solicitações essencialmente dinâmicas (tráfego) (por exemplo, pavimentos

flexíveis, balastros, vias não pavimentadas sobre fundações moles) e/ou estáticas (por exemplo, áreas de suporte de cargas).

Cada estrutura envolve questões particulares de concepção e comportamento. Porém, as que concentram o maior número de problemáticas inerentes aos sistemas de solo reforçado com geossintéticos são os muros e taludes, razão pela qual lhes será dado especial realce neste trabalho.

## 3 – MUROS E TALUDES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

### 3.1 – Constituição e processos construtivos

A Figura 2 representa, em termos gerais, a constituição de um talude reforçado com geossintéticos.

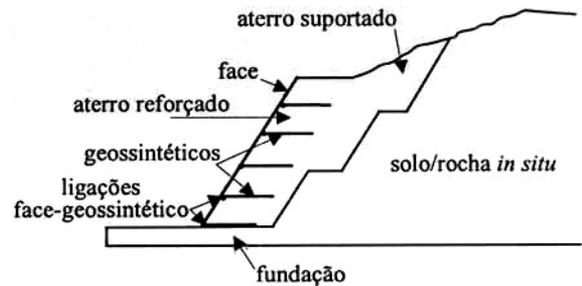


Fig. 2 – Constituição geral de um talude reforçado com geossintéticos.

A maioria dos códigos de dimensionamento actuais impõe que, tal como no caso da utilização de reforços metálicos, o material de aterro apresente coesão nula e menos de 15% de passados no peneiro nº 200 da série ASTM. Porém, existe actualmente um número significativo de casos de obra relatados evidenciando o bom comportamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos executados com outros materiais de aterro, nomeadamente solos coerentes e solos residuais (Kasahara *et al.*, 1992; Mendonça e Lopes, 2002).

Os geossintéticos são reforços extensíveis, pois evidenciam deformações de rotura superiores às do solo não reforçado sob idênticas condições de tensão. De entre os geossintéticos mais comuns aplicados como reforço destaca-se: os geotêxteis, as geogrelhas e os geocompósitos de reforço (Figura 3).

A face pode ser executada em diversos materiais (por exemplo: betão, madeira, tijolo, geossintéticos, etc.) e a ligação face-geossintético pode variar de solta a rígida e tensa (Figura 4).

A distribuição das pressões horizontais na face depende das condições de fronteira lateral, determinadas pelos procedimentos construtivos e pela compactação do solo.

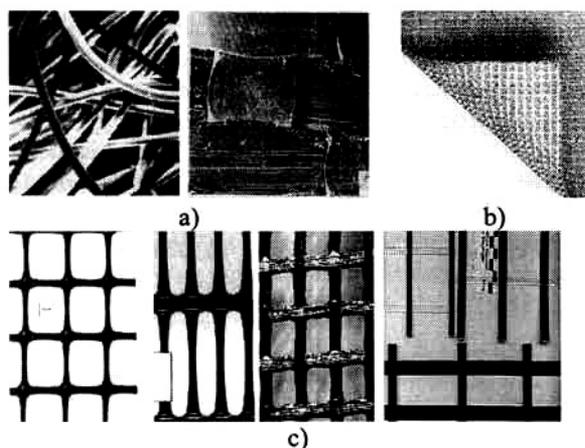


Fig. 3 – Geossintéticos: a) geotêxteis; b) geocompósitos de reforço; c) geogrelhas.

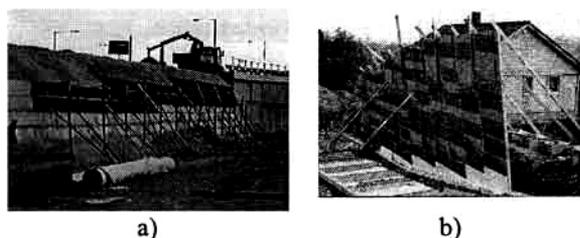


Fig. 4 – Exemplos de ligação face-geossintético: a) solta; b) rígida e tensa.

O procedimento construtivo mais comum consiste na colocação alternada de camadas de solo e de geossintético, fazendo este a face (Figura 4a), caso que corresponde a condições de fronteira lateral sem limitações. As maiores restrições nas condições de fronteira lateral estão associadas à construção escorada (Figura 4b).

### 3.2 – Caracterização do comportamento e acções

O comportamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos deve ser caracterizado para:

- condições de serviço (para cargas de serviço e deformações impostas);
- estado limite de serviço (para condições limite de deformação);
- estado limite último (no colapso).

Porém, alguns aspectos particulares devem ser tido em consideração, como sejam:

- a rotura e deformação da face, dos reforços e das ligações face-reforço;
- o arranque dos reforços;
- assentamentos;
- instabilidades locais da face.

A estabilidade externa deve ser avaliada nas seguintes vertentes:

- deslizamento pela base;
- derrube da massa reforçada;
- capacidade de carga da fundação;
- estabilidade global da estrutura.

Os grupos críticos de combinações de acções consideradas no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos são as permanentes e equivalentes a permanentes, razoavelmente representadas por cargas ou deformações permanentes de longa duração, e as permanentes associadas às de curto prazo, que são tratadas como cargas ou deformações que actuam por períodos de tempo diferentes, quer isoladas, quer combinadas.

## 4 – MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE MUROS E TALUDES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

### 4.1 – Abordagem aos estados limites

A metodologia de dimensionamento mais actual para muros e taludes reforçados com geossintéticos designa-se por abordagem aos estados limites (McGown, 2000). Este método considera totalmente as características tensão-deformação dos materiais, um critério de deformação e os estados limites último e de serviço.

Como aspectos relevantes realça-se a necessidade de considerar a compatibilidade das deformações dos vários materiais e a de avaliar a influência das condições de instalação e ambientais internas e externas na durabilidade dos geossintéticos.

O estado limite último pode corresponder à rotura ou a deformação excessiva e os coeficientes parciais de segurança para o estado limite de serviço são unitários.

A abordagem aos estados limites exige a definição da geometria da estrutura, das acções actuantes, das propriedades dos materiais, dos valores admissíveis para as deformações e a selecção do modelo de cálculo.

### 4.2 – Propriedades dos materiais

A avaliação correcta dos valores das propriedades dos materiais constituintes da estrutura é da maior relevância para o seu dimensionamento.

#### 4.2.1 – Material de aterro

No que se refere ao material de aterro é corrente considerar o seu valor a volume constante no dimensionamento para o estado limite último. Para o estado limite de serviço não existem valores recomendados. Porém, num estudo de reavaliação do dimensionamento dos casos históricos de muros e taludes reforçados com geossintéticos relatados nas 5ª e 6ª Conferências Internacionais de Geossintéticos, Khan (1999) concluiu que na maioria dos casos o valor de cálculo considerado para o

ângulo de atrito interno do material de aterro era conservativo. Daí que se recomenda a adopção de valores realistas para o parâmetro, o qual deve ser afectado de um coeficiente de segurança parcial para atender a eventuais deficiências na compactação.

4.2.2 – Geossintéticos

Os valores das propriedades dos geossintéticos a considerar dependem de um conjunto de aspectos de entre os quais se destaca: o polímero constituinte, a estrutura do material e a durabilidade.

É sabido que os geossintéticos se deformam sob carga constante (fluência) e que a razão de deformação depende do polímero constituinte, da estrutura e do grau de degradação do material por acção de agentes mecânicos, físicos e químicos. Como a estabilidade de muros e taludes reforçados exige que a eficácia do reforço se mantenha ao longo de toda a vida da obra a definição dos valores das propriedades dos geossintéticos no fim desse período assume especial relevância.

Os polímeros constituintes mais comuns dos geossintéticos utilizados como reforço são o poliéster (PET), o polipropileno (PP) e o polietileno (PE). Em termos de comportamento carga-deformação a curto prazo o polímero que evidencia maior resistência e rigidez é o poliéster, sendo este mesmo polímero aquele que sofre menor fluência (Figura 5).

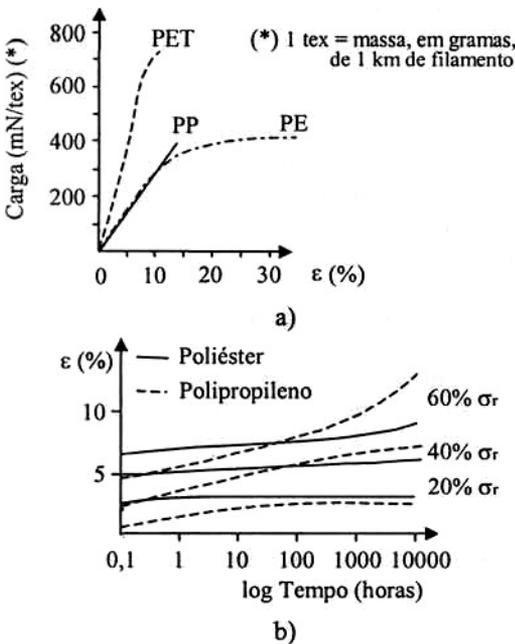


Fig. 5 – Comportamento mecânico de filamentos de polímeros: a) a curto prazo (adaptado de Van Zanten, 1986); b) a longo prazo (adaptado de Greenwood e Myles, 1986).

Porém, sendo o comportamento do geossintético dependente, quer do polímero constituinte, quer da

estrutura, esse comportamento pode ser muito variável (Figura 6), isto é, estruturas muito deformáveis (por exemplo, geotêxteis não tecidos) de polímeros constituintes resistentes (por exemplo, poliéster) podem evidenciar um comportamento mecânico, quer a curto prazo, quer a longo prazo, de pior qualidade do que estruturas mais rígidas (por exemplo geotêxteis tecidos ou geogrelhas) de polímeros constituintes menos resistentes (por exemplo, polietileno ou polipropileno).

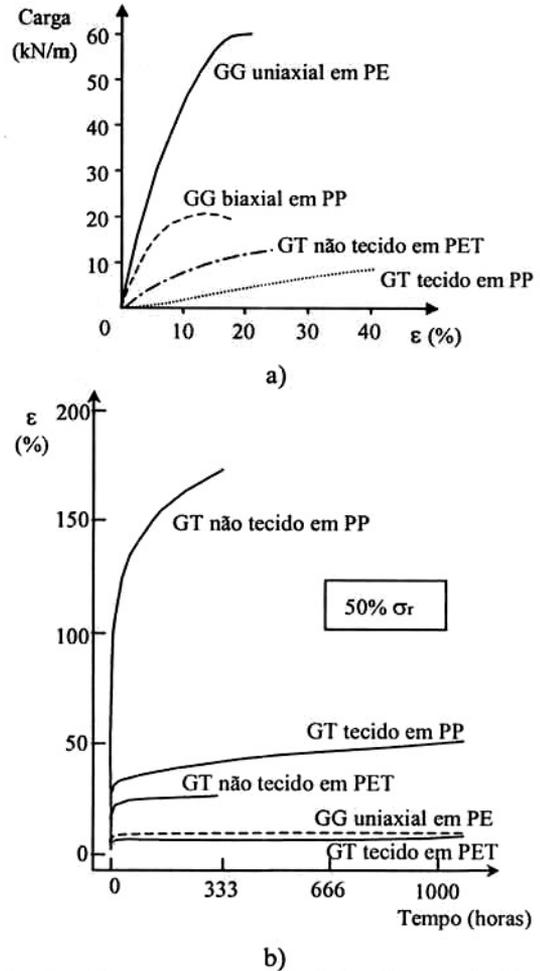


Fig. 6 – Comportamento mecânico de geossintéticos: a) a curto prazo (adaptado de McGown *et al.*, 1982 e Lopes, 1992); b) a longo prazo (adaptado de Matichard *et al.*, 1990 e Yeo, 1985).

Pelas razões apontadas a definição das características mecânicas dos geossintéticos assume importância primordial, não havendo contudo consenso entre os vários códigos de dimensionamento em relação aos valores a considerar, se os de curto prazo, definidos através do ensaio de tracção-extensão (NP EN ISO 10319), se os de longo prazo, obtidos através do ensaio de fluência e de rotura em fluência (EN ISO 13431). No entanto, começa a haver cada vez mais acordo entre os investigadores na matéria que os valores a considerar devem ser os

de longo prazo, isto é, os correspondentes ao final do tempo de vida da obra.

Para além do efeito da fluência, há necessidade de considerar o efeito de outros agentes no comportamento mecânico dos geossintéticos, uma vez que estes estão sujeitos a alterações por acção de agentes físicos, químicos, microbiológicos e mecânicos.

No que respeita aos muros e taludes reforçados com geossintéticos correntes as acções químicas e microbiológicas podem à partida não ser consideradas muito importantes, uma vez que o tipo de materiais de aterro e os fluidos nele percolantes por norma não contêm esses tipos de agentes de degradação. Quanto à acção das radiações ultravioleta esta pode ser relevante, em particular em obras em que a face é feita pelo geossintético se este não estiver devidamente protegido, por exemplo com vegetação. A título de exemplificativo, a Figura 7 mostra a variação da resistência à tracção de quatro geotêxteis não tecidos (ver Quadro 1) durante 30 semanas de exposição aos agentes atmosféricos sob idênticas condições.

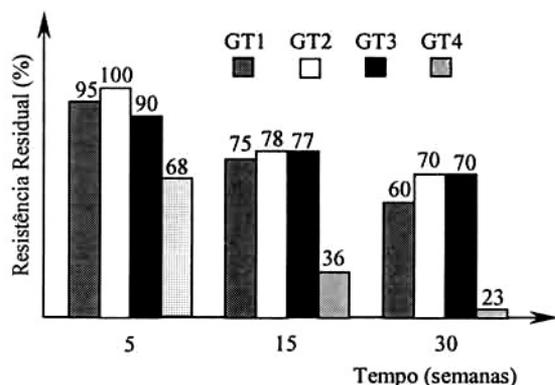


Fig. 7 – Variação da resistência à tracção de geotêxteis não tecidos por exposição aos agentes atmosféricos (adaptado de Lopes, 2003).

Quadro 1 – Características relevantes dos geotêxteis não tecidos

	Polímero	Filamentos	m.u.a (g/m <sup>2</sup> )
GT1*	PP	Longos agulhados	400
GT2*	PP (**)	Longos agulhados	584
GT3	PET	Longos agulhados	180
GT4	PP	Curto termossoldados	300

\* mesmo produtor

(\*\*) com aditivos anti-UV

Verifica-se uma forte influência do polímero constituinte na resistência dos geossintéticos aos agentes atmosféricos, uma vez que o de poliéster (GT3), e embora apenas com cerca de 30% do valor de massa por unidade de área do de polipropileno

estabilizado em relação às radiações UV (GT2), apresenta uma resistência residual idêntica à deste ao fim do período máximo de exposição. Por sua vez, observa-se que a utilização de geossintéticos constituídos por polímeros com aditivos anti-UV só começa a ser vantajosa para períodos longos de exposição (GT1 versus GT3). Finalmente, constata-se que geotêxteis com filamentos curtos ligados por fusão se degradam extraordinariamente quando expostos aos agentes atmosféricos.

Assim, sugere-se que em caso de probabilidade de exposição dos geossintéticos aos agentes atmosféricos a sua aptência seja confirmada através da realização do ensaio de avaliação da resistência aos agentes atmosféricos (ENV 12224).

Mais importante do que a acção dos agentes atmosféricos sobre os geossintéticos utilizados como reforço em muros e taludes é a danificação durante a instalação. Com efeito, este agente está sempre presente durante a construção destas estruturas, uma vez que o material de aterro é vertido, espalhado e compactado sobre o material de reforço e estes procedimentos podem danificar, em maior ou menor escala, o geossintético induzindo-lhe redução de resistência.

A Figura 8 apresenta o aspecto macroscópico da danificação de geossintéticos durante a instalação.

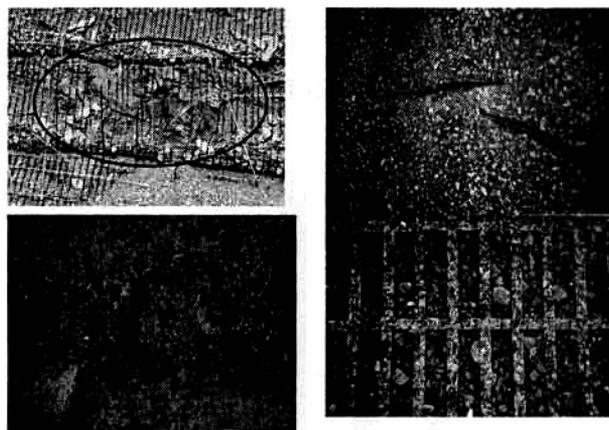


Fig. 8 – Aspecto macroscópico de geossintéticos danificados durante a instalação.

A danificação durante a instalação (DDI) de geossintéticos depende da sua estrutura e resistência, da granulometria, forma dos grãos e da origem petrográfica do material confinante, e da energia de compactação. É o conjunto destes parâmetros que leva a que em alguns casos a DDI seja evidente macroscopicamente e noutros não. Porém, microscopicamente a danificação é sempre visível (Figura 9).

O grau de danificação durante a instalação provável num dado geossintético pode ser validado através do ensaio laboratorial de DDI (ENV ISO 10722-1). A Figura 10 compara a resistência à tracção de diferentes geossintéticos (ver Quadro 2)

não danificados e danificados laboratorialmente sob idênticas condições, realçando com clareza a influência da estrutura do geossintético no grau de danificação resultante. De facto, o geossintético que apresenta maior resistência à DDI é a geogrelha extrudida e os que apresentam maior sensibilidade a essa acção são os geotêxteis tecidos.

No caso dos geotêxteis tecidos observa-se que o aumento da resistência à tracção do material melhora a resistência à DDI.

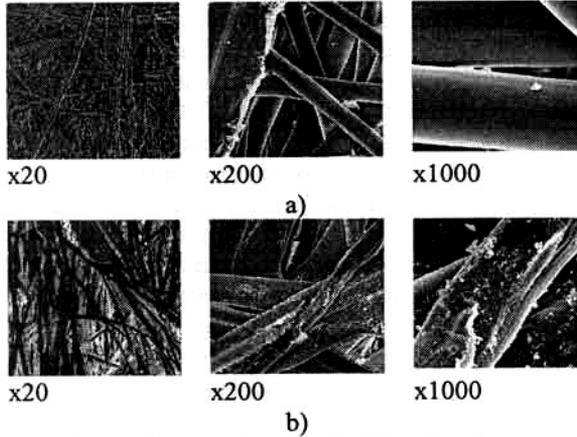


Fig. 9 – Observação da danificação durante a instalação de um geossintético por microscopia electrónica de varrimento: a) referência; b) danificado (adaptado de Silvano *et al.*, 2004).

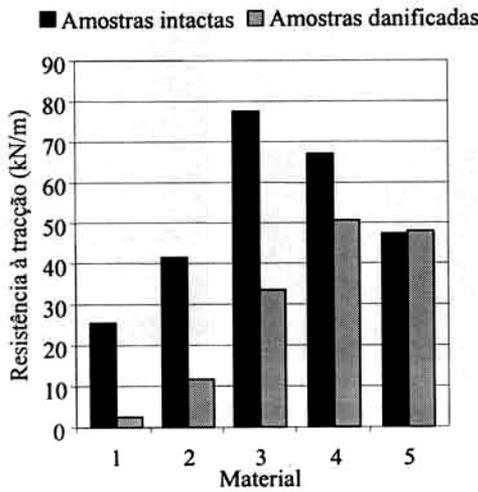


Fig. 10 – Comparação da resistência à tracção de geossintéticos não danificados e danificados em laboratório (adaptado de Pinho-Lopes e Lopes, 2001).

Quadro 2 – Geossintéticos.

Material	Tipo	Polímero
1	Geotêxtil tecido	PP
2	Geotêxtil tecido	PP
3	Geotêxtil tecido	PP
4	Geogrelha tecida	PET
5	Geogrelha extrudida	PP

Embora a redução da resistência à tracção a curto prazo por DDI constitua um factor relevante a considerar no dimensionamento de muros e taludes reforçados com geossintéticos, a exigência de reforço permanente destas estruturas lança para primeiro plano a caracterização do efeito da DDI no comportamento a longo prazo dos geossintéticos.

Actualmente, as metodologias Europeias de dimensionamento de geossintéticos definem o valor característico da resistência de um geossintético numa aplicação de reforço,  $F_{Bi,k}$ , através da seguinte relação:

$$F_{Bi,k} = \frac{F_{Bi,k,0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4} \tag{1}$$

onde,  $F_{Bi,k,0}$  é o valor característico da resistência a curto prazo (definida através do ensaio de tracção-extensão realizado de acordo com a NP EN ISO 10319),  $A_1$  é o coeficiente de redução para a fluência e rotura em fluência,  $A_2$  é o coeficiente de redução para a danificação durante a instalação,  $A_3$  é o coeficiente de redução para manuseamento em obra,  $A_4$  é o coeficiente de redução para agentes ambientais (químicos, UV, etc.).

Por exemplo, o coeficiente de redução para a fluência e rotura em fluência é definido em geral como:

$$A_1 = \frac{F_{Bi,k,0}}{F_{Bi,k,1}} \tag{2}$$

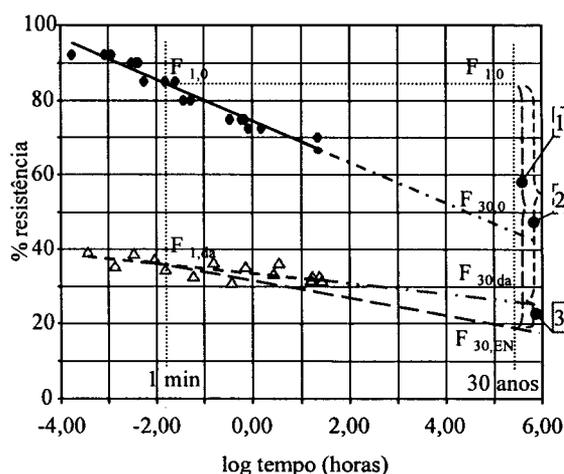
onde,  $F_{Bi,k,1}$  é a carga permanente de serviço. Por sua vez, o coeficiente de redução para a danificação durante a instalação é dado por:

$$A_2 = \frac{F_0}{F_{da}} \tag{3}$$

sendo  $F_0$  a resistência à tracção do material intacto e  $F_{da}$  a resistência à tracção do material danificado.

A Equação 1 evidencia que no dimensionamento o efeito da danificação durante a instalação e o da fluência são considerados isoladamente. Porém, na realidade tal não acontece, pois os geossintéticos sofrem fluência já danificados pela instalação.

Para estudar a influência no comportamento a longo prazo de geossintéticos danificados durante a instalação, Pinho-Lopes e Lopes (2001) realizaram ensaios de rotura em fluência (de acordo com a EN ISO 13431) com geossintéticos sujeitos a DDI em laboratório. Os resultados obtidos com o material 3 (ver Figura 10 e Quadro 2) estão representados na Figura 11.



Não Danificada	Danificada
● rotura	△ rotura
- - - - - extrapolação	- - - - - extrapolação

A 1,2 - Coeficiente de redução por fluência, rotura em fluência e DDI

1<sub>1</sub><sup>1</sup> A1,2 tradicional

2<sub>1</sub><sup>1</sup> A1,2 proposto

3 Sobredimensionamento

Fig. 11 – Curvas de rotura em fluência do material 3 (adaptado de Pinho-Lopes e Lopes, 2001).

A partir dos resultados dos ensaios de rotura em fluência do material não danificado é possível determinar o coeficiente de redução  $A_1$ :

$$A_1 = \frac{F_{1,0}}{F_{30,0}} \quad (4)$$

em que  $F_{1,0}$  é a resistência à tracção após 1 minuto e  $F_{30,0}$  é a resistência à tracção após 30 anos. É de notar que o valor da resistência à tracção após 1 minuto corresponde de forma aproximada ao valor máximo da resistência à tracção. Por razões técnicas associadas ao ensaio este valor é ligeiramente inferior ao valor máximo determinado de acordo com a NP EN ISO 10319.

Com base nos resultados de DDI laboratoriais determinou-se o coeficiente de redução para a danificação durante a instalação,  $A_{2,EN}$  (de acordo com a ENV 10722-1):

$$A_{2,EN} = \frac{F_{1,0}}{F_{1,da}} \quad (5)$$

sendo  $F_{1,da}$  a resistência à tracção após 1 minuto do geossintético danificado.

Utilizando o procedimento tradicional, o valor provável da resistência à tracção, a pós 30 a nos, da amostra danificada,  $F_{30,EN}$ , pode ser dado por:

$$F_{30,EN} = \frac{F_{30,0}}{A_{2,EN}} = \frac{F_{1,0}}{A_1 \cdot A_{2,EN}} \quad (6)$$

Então, é possível definir um factor de redução conjunto para a fluência, rotura em fluência e danificação durante a instalação,  $A_{1,2\text{ tradicional}}$ , através de (Figura 11):

$$A_{1,2\text{ tradicional}} = A_1 \cdot A_{2,EN} \quad (7)$$

Os resultados dos ensaios de fluência e rotura em fluência dos geossintéticos danificados permitem que a avaliação da resistência à tracção dos materiais,  $F_{30,da}$ , seja feita directamente a partir desses resultados, incluindo a redução motivada pela danificação durante a instalação e pela fluência e rotura em fluência. Assim, o coeficiente de redução conjunto,  $A_{1,2\text{ proposto}}$ , é dado por:

$$A_{1,2\text{ proposto}} = \frac{F_{1,0}}{F_{30,da}} \quad (8)$$

O Quadro 3 resume os coeficientes de redução definidos segundo as abordagens tradicional e proposta, constatando-se o sobredimensionamento resultante da abordagem tradicional.

Quadro 3 – Coeficientes de redução.

A <sub>1</sub>	A <sub>2,EN</sub>	A <sub>1,2 tradicional</sub> (a)	A <sub>1,2 proposto</sub> (b)	(a)/(b)
1,90	2,37	4,52	3,26	1,39

\*A<sub>1,2</sub> = A<sub>1</sub> x A<sub>2</sub>

É de referir que, apesar de investigação recente estar a fornecer resultados bastante concordantes em relação ao sobredimensionamento através da abordagem tradicional para diferentes tipos de geossintéticos, no presente momento não poderá ser considerado prudente que tal seja assumido na definição da resistência do geossintético, a menos que essa assunção seja baseada em resultados de ensaios para a obra em particular.

#### 4.2.3 Interação solo-geossintético

A eficácia do reforço de solos está intimamente associada à eficácia da transferência de tensões do solo para os reforços através das interfaces entre os dois materiais.

A caracterização da resistência das interfaces solo-reforço é um aspecto fundamental do dimensionamento de muros e taludes. Essa

resistência depende de um conjunto de factores relacionados com o solo, com o reforço e com o estado de tensão, sendo mobilizada através do movimento relativo de arranque solo-reforço.

Os mecanismos de interacção solo-reforço dependem da estrutura do último, sendo apenas o atrito lateral no caso dos geotêxteis e das tiras, e o atrito lateral mais o impulso passivo mobilizado nas barras transversais no caso das geogrelhas.

A resistência ao corte na interface solo-reforço é dada por:

$$T = 2BL\sigma'_n f_t g \phi' \quad (9)$$

em que B e L são, respectivamente, a largura e o comprimento de arranque do reforço,  $\sigma'_n$  é a tensão de confinamento, f é o coeficiente de resistência da interface e  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno do solo.

De acordo com Jewell (1996), o valor de f pode ser definido através de:

$$f = f_l + f_p \quad (10)$$

onde  $f_l$  (Equação 11) é a parcela do coeficiente de resistência resultante do atrito lateral e  $f_p$  (Equação 12) é a parcela desse coeficiente devido à mobilização da resistência passiva nas barras transversais das grelhas.

$$f_l = a_l \left( \frac{tg \delta}{tg \phi'} \right) \quad (11)$$

onde  $a_l$  é a fracção sólida da área superficial do reforço e  $\delta$  é o ângulo de atrito na interface solo-reforço.

$$f_p = F_1 F_2 \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_{\infty} \left( \frac{a_p E}{S} \right) \left( \frac{1}{2tg \phi'} \right) \quad (12)$$

em que  $F_1$  e  $F_2$  são coeficientes para atender, respectivamente, aos efeitos de escala e de forma das barras transversais da grelha,  $a_p$  é a fracção da área transversal do reforço disponível para a mobilização da resistência passiva, E é a espessura das barras transversais da grelha, S é o espaçamento entre essas barras e

$$\left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_{\infty} = tg \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\left( \frac{\pi}{2} + \phi' \right) tg \phi'} \quad (13)$$

é a resistência passiva mobilizada numa única barra contínua.

No caso do reforço ser geotêxtil ou tira o coeficiente de resistência da interface é obtido

aplicando a Equação 11. Quando é geogrelha esse coeficiente é dado pela Equação 10, isto é, pelo somatório dos valores correspondentes às resistências por atrito lateral e por impulso passivo mobilizado nas barras transversais do reforço.

Jewell (1996) propôs que o efeito de escala fosse definido de acordo com as equações seguintes:

$$F_1 = \left( 2 - \frac{E}{10D_{50}} \right) \leftarrow \frac{E}{D_{50}} \leq 10 \quad (14)$$

$$F_1 = 1,0 \leftarrow \frac{E}{D_{50}} > 10 \quad (15)$$

onde  $D_{50}$  é o diâmetro médio das partículas de solo. Para  $F_2$  o autor sugere a adopção do valor unitário quando as barras transversais da grelha têm forma circular, e de 1,2 quando a forma das barras é quadrangular.

É de realçar que, embora a metodologia de definição do coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço proposta por Jewell (1996) seja a adoptada pela maioria dos códigos de dimensionamento Europeus, a sua definição baseou-se em trabalhos experimentais realizados com reforços metálicos, em particular grelhas.

Porém, tendo os reforços metálicos características de deformação distintas das dos reforços geossintéticos (os primeiros são inextensíveis, isto é, têm deformações de rotura inferiores às do solo isolado sob idênticas condições de tensão), Pinho-Lopes e Lopes (1999) entenderam de interesse estudar a adequação da metodologia de Jewell (1996) a o caso de geogrelhas, e em particular no que se refere aos valores sugeridos para  $(\sigma'_p / \sigma'_n)_{\infty}$  e para  $F_1$ , através da realização de ensaios de arranque.

Em relação ao primeiro parâmetro a adequação da metodologia foi confirmada pelas autoras. No entanto, em relação à influência da dimensão dos grãos de solo no coeficiente de resistência da interface ( $F_1$ ) o mesmo não aconteceu.

O Quadro 4 apresenta as características relevantes para o estudo dos solos e das geogrelhas considerados.

Quadro 4 – Características dos solos e das geogrelhas.

	Solo 1		Geogrelha	
	1	2	1	2
$D_{50}$	0,43mm	1,30mm		
E			3,55mm	5,70mm

Com base nos valores indicados no Quadro 4 aplicou-se a metodologia de Jewell (1996) (equações 14 e 15) para avaliar o efeito na resistência das interfaces solo-geogrelha do aumento da dimensão

média dos grãos do solo. Os resultados obtidos estão resumidos no Quadro 5.

**Quadro 5** – Efeito de escala – aplicação do método de Jewell (1996).

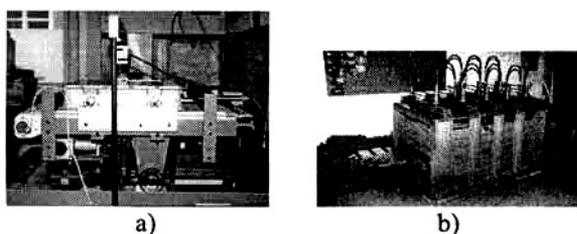
	E/ D <sub>50</sub>		F <sub>1</sub> *	
	Solo 1	Solo 2	Solo 1	Solo 2
Geogrelha 1	8,26	2,73	1,17	1,73
Geogrelha 2	13,26	4,38	1,00	1,56

\*Equações 14 ou 15, consoante se aplique

Verifica-se que, de acordo com a metodologia tradicional, o acréscimo de resistência na interface resultante do aumento da dimensão média dos grãos de solo é para a geogrelha 1 cerca de 48% e para a geogrelha 2 aproximadamente 56%. Porém, o estudo experimental levado cabo por Pinho-Lopes e Lopes (1999) revelou que em ambos os casos o acréscimo é cerca de metade (23,5% para a geogrelha 1 e 27% para a geogrelha 2) pelo que se conclui que a abordagem tradicional é demasiado optimista quando o reforço é uma geogrelha.

Um aspecto em que os códigos de dimensionamento actuais não são consensuais é em relação à metodologia experimental de avaliação da resistência da interface solo-geossintético. Alguns deles sugerem o ensaio de corte directo (prEN ISO 12957-1) (Figura 12a) e outros o ensaio de arranque (pr EN 13738) (Figura 12b).

Os códigos que sugerem a adopção do ensaio de corte directo baseiam-se essencialmente na maior facilidade de interpretação dos resultados deste ensaio, ao contrário do que sucede com os do ensaio de arranque.



**Fig. 12** – Ensaios de caracterização da resistência das interfaces solo-reforço: a) corte directo; b) arranque.

Porém, sendo o movimento relativo de corte directo distinto do de arranque, definir a resistência na interface com base em resultados de corte directo não é adequado, em particular quando o reforço é uma geogrelha.

## 5 - CONCLUSÕES

Ao longo deste trabalho procurou-se dar uma perspectiva actual dos aspectos mais relevantes a considerar no dimensionamento de muros e taludes

reforçados com geossintéticos. Em particular realça-se a necessidade de:

- considerar um critério de deformação;
- considerar a compatibilidade das deformações dos vários materiais intervenientes;
- avaliar a influência das condições de instalação e ambientais internas e externas, bem como da fluência no comportamento mecânico dos geossintéticos.

## AGRADECIMENTOS

A autora agradece o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) POCTI e FEDER (projectos de investigação: POCTI/ECM/42822/2001 e POCTI/ECM/42806/2001).

A autora agradece a colaboração dos investigadores do sub-centro “Materiais poliméricos e sub-produtos” do Centro de Estudos da Construção da FEUP.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Greenwood, J. M. e Myles, B. (1986) *Creep and stress relaxation of geotextiles*. Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, vol.3, pp. 821-826.
- EN ISO 13431. *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and tensile creep rupture behaviour*.
- ENV 10722. *Geotextiles and geotextile-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular materials*.
- ENV 12224. *Geotextiles and geotextile-related products – Resistance to weathering*.
- NP EN ISO 10319. *Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas*.
- Jewell, R. A. (1996) *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Special publication 123, CIRIA, London, UK.
- Kasahara, K.; Kataoka, H.; Yokota, Y.; Arai, K.; Machihara, H. e Nishikawa, S. (1992) *Development of new FTRP-geogrid and its application to test embankment*. Proc. Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, Japan, pp.357-361.
- Khan, A. J. (1999) *A reassessment of the design of geosynthetic reinforced structures*. Ph.D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow, U.K..
- Lopes, M. L. *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Lopes, M. Lurdes. (2003) *Geosynthetic lining systems – some aspects of the materials durability*. Main Session 1 (Man-made deposits – recent and ancient). Proc. XIII ECSMGE, Prague, vol.3, pp. 133-136.

- Matichard, Y.; Leclerq, B.; Segouin, M. (1990) *Creep of geotextiles: soil reinforcement applications*. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, the Hague, vol. 2, pp. 661-665.
- McGown, A. (2000) *The behaviour of geosynthetic reinforced soil systems in various geotechnical applications*. Mercer Lecture. Proc. 2<sup>nd</sup> European Geosynthetics Conference, Bologna, vol. 1, pp. 3-23.
- McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Kabir, M. H. (1982) *Load-extension testing of geotextiles confined in soil*. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, vol.3, pp. 793-798.
- Mendonça, A. e Lopes, M. Lurdes. (2002) *Análise do comportamento de um aterro reforçado com geogrelhas*. Geotecnia, n° 96, pp. 63-75.
- Pinho-Lopes, Margarida e Lopes, M. Lurdes. (1999) *Mecanismos de interação solo-geogrelhas – papel da granulometria do solo e das barras transversais do reforço*. Geotecnia, n° 87, pp. 5-32.
- Pinho-Lopes, Margarida e Lopes, M. Lurdes. (2001) *Influência da danificação durante a instalação de geossintéticos no seu comportamento mecânico – abordagem preliminar*. Geotecnia, n° 93, pp. 81-99.
- prEN 13738. *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of pullout resistance in soil*.
- prEN ISO 12957-1. *Geotextiles and geotextile-related products – Determination of friction characteristics – Part 1: direct shear test*.
- Silvano, R. P.; Pinho-Lopes, M.; Lopes, M. L., Morel, J. (2004) *Damage during installation laboratory test - influence of the type of granular material in the behaviour of non-woven geotextiles*. Proc. 3<sup>rd</sup> Asian Geosynthetics Conference, Seoul, (aceite para publicação).
- van Zanten, R. V. (1986) *Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering*. John Wiley & sons, N.Y.
- Yeo, K. C. (1985) *The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement*. Ph. D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow, UK..