

# MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-GEOGRELHAS – PAPEL DA GRANULOMETRIA DO SOLO E DAS BARRAS TRANSVERSAIS DO REFORÇO

Soil-geogrids interaction mechanisms – Role of the soil grains size  
and of the reinforcements bearing members

MARGARIDA P. LOPES\*

M. LURDES LOPES\*\*

RESUMO - Este trabalho procura realçar o papel da granulometria do solo e da presença das barras transversais dos reforços nos mecanismos de interacção solo-geogrelhas.

Em primeiro lugar é feita uma discussão teórica da forma como estes factores afectam a resistência das interfaces em estudo, sendo apresentadas propostas para a sua avaliação.

Foram realizados ensaios de arranque numa caixa de grandes dimensões, seguindo as indicações da norma europeia em preparação. São apresentados os resultados de dezasseis ensaios (correspondentes a 48 provetes ensaiados) realizados com dois materiais granulares distintos e com quatro geogrelhas diferentes. Estas foram ensaiadas considerando amostras virgens e amostras às quais foram cortados os elementos transversais.

É feita uma comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e através das teorias propostas e são apresentadas as principais conclusões retiradas deste estudo.

SYNOPSIS - In this work the role of the soil grains size and of the bearing members of the geogrids on the soil-geogrid interaction mechanisms is shown.

First, a theoretical discussion of how these factors affect the resistance of the studied interfaces is presented, including different proposals for its evaluation.

Pullout tests were carried out in a large box, following the guidelines of the European standard in preparation. The results of sixteen tests (that correspond to 48 samples tested) with two distinct soils and four different geogrids are presented. Virgin samples and samples without bearing members were tested.

A comparison between the experimental and the theoretical results is done and the main conclusions of the study are put forward.

## 1 - INTRODUÇÃO

A interacção solo-reforços tem uma importância primordial num sistema de reforço. Isto deve-se ao facto de ser o mecanismo de mobilização dessa interacção que condiciona o funcionamento global e conjunto da massa reforçada: é este mecanismo que determina e controla a transferência de esforços do solo para os reforços. Essa interacção solo-reforço depende, no entanto, de uma larga gama de parâmetros, destacando-se as propriedades mecânicas e físicas do solo, as propriedades mecânicas e geométricas dos reforços, a geometria do sistema de reforço, o processo construtivo, etc..

---

\* Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Aluna de Doutoramento da FEUP.

\*\* Doutora em Engenharia Civil, Professora Auxiliar da FEUP.

Os pontos seguintes dedicam-se fundamentalmente aos reforços que mais vulgarmente se utilizam no reforço de solos com geossintéticos - as geogrelhas - que, além de serem o material considerado na análise experimental apresentada neste trabalho, se têm revelado o material mais utilizado nas aplicações deste tipo de técnica de reforço (Yako e Christopher, 1987). Assim, este trabalho inicia-se pelo estudo teórico da resistência das interfaces entre os geossintéticos e o solo, seguido de uma análise experimental através de ensaios de arranque.

## 2 - ESTUDO DA RESISTÊNCIA DAS INTERFACES ENTRE OS GEOSSINTÉTICOS E O SOLO

### 2.1 - Preâmbulo

A estabilidade de um maciço reforçado está intimamente associada à eficácia da transferência de tensões do solo para os reforços, que depende, em parte, do comprimento de aderência disponível. Com efeito, é neste comprimento que se mobilizam as tensões de corte necessárias ao equilíbrio das tracções máximas instaladas nos reforços (Figura 1). A razão dessa mobilização depende da resistência ao arranque da interface solo-reforço.

Os três mecanismos fundamentais de interacção que se podem identificar num sistema de reforço são:

- a) atrito lateral ao longo dos reforços;
- b) atrito solo-solo;
- c) impulso passivo nos elementos transversais do reforço.

Destes três mecanismos apenas um exerce a sua contribuição quando o reforço é um geotêxtil (mobilização do atrito lateral ao longo dos reforços) e dois quando o reforço é uma grelha e não se detectam movimentos relativos do solo ao longo das aberturas do reforço (mobilização do atrito lateral ao longo dos reforços e mobilização do impulso passivo nas barras transversais da grelha) (ver Figura 2).

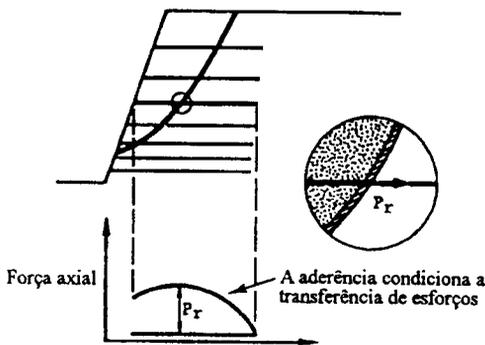


Figura 1 - Representação esquemática da distribuição de esforços numa inclusão (Jewell *et al.*, 1984).

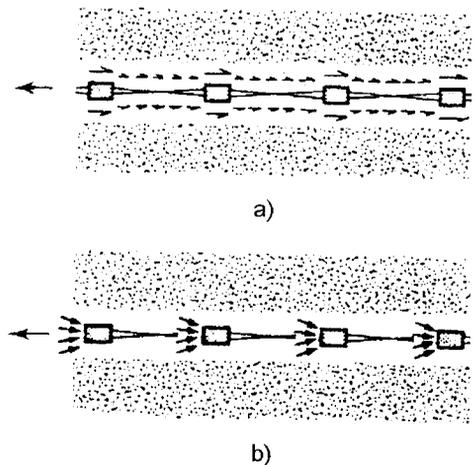


Figura 2 - Mecanismos de interacção solo-grelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell *et al.*, 1984).

Dado que o objectivo fundamental deste trabalho consiste no estudo do fenómeno da interacção solo-geossintéticos e de alguns dos factores que o determinam e influenciam, através de ensaios de arranque de geossintéticos envolvidos por solos arenosos, pareceu de interesse efectuar um estudo teórico pormenorizado acerca da resistência dessas interfaces. Neste estudo consideraram-se os mecanismos de interacção, já referidos, como sendo independentes e adicionáveis (Jewell *et al.*, 1984).

### 2.1.1 - Resistência ao corte ao longo dos reforços

A resistência ao corte nas interfaces solo-reforços pode ser estimada a partir da equação geral:

$$T = 2bl\sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (1)$$

com  $0 \leq f \leq 1$ , sendo  $f$  o coeficiente de resistência na interface solo-reforço,  $\phi'$  o ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas,  $\sigma'_n$  a tensão normal efectiva actuante na interface,  $b$  a largura do reforço e  $l$  o seu comprimento resistente.

Nesta expressão, de aplicação geral, a questão fundamental reside na definição do coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforços. Neste caso, supondo que a interacção se baseia apenas na mobilização do atrito lateral ao longo dos reforços, tal como acontece nos geotêxteis, a definição do coeficiente de resistência é simples, vindo:

$$f = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (2)$$

em que,  $\delta$  é o ângulo de atrito nas interfaces solo-reforços.

Note-se que a capacidade resistente das interfaces solo-reforço, correspondente, por um lado, à mobilização do atrito lateral ao longo do comprimento do reforço, e, por outro, à mobilização da resistência passiva nos elementos transversais do reforço, tem como limite máximo a capacidade resistente de um reforço perfeitamente rugoso ( $\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \phi'$ , ou seja,  $f=1$ ) cobrindo a mesma área plana.

Caso o reforço seja uma grelha, a capacidade total resistente nas interfaces solo-grelha é dada pela Equação (3), sendo composta pelas parcelas correspondentes à mobilização do atrito lateral (Equação 4) e à mobilização da resistência passiva (Equação 5):

$$T = T_a + T_p \quad (3)$$

A resistência devida à mobilização do atrito lateral pode então ser estimada pela seguinte equação:

$$T_a = 2\alpha_a b l \sigma'_n \operatorname{tg} \delta \quad (4)$$

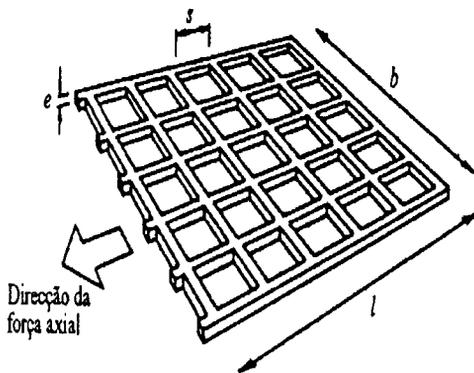
em que  $\sigma'_n$  e  $\delta$  têm o significado referido atrás e em que  $\alpha_a$ ,  $b$  e  $l$  têm o significado indicado na Figura 3 onde se representa a geometria de uma grelha.

Tal como se referiu, para estes materiais será necessário adicionar uma parcela correspondente à mobilização da resistência passiva nas barras transversais do reforço, resultando assim, uma maior complexidade na definição do coeficiente de resistência,  $f$ .

### 2.1.2 - Mobilização da resistência passiva nos elementos transversais do reforço

A capacidade resistente devida à mobilização da resistência passiva nos elementos transversais do reforço pode ser estimada através da seguinte equação:

$$T_p = \left(\frac{l}{s}\right) \alpha_p b e \sigma'_p \quad (5)$$



$A = l \times b$  - Área superficial

$l/s$  - Número de barras transversais do reforço

$\alpha_a$  - Fração sólida da área superficial do reforço

$\alpha_p$  - Fração da área transversal disponível para mobilização da resistência passiva

Figura 3 - Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell *et al.*, 1984).

em que  $e$ ,  $s$  e  $\alpha_p$  têm o significado indicado na Figura 3 e  $\sigma'_p$  é a tensão passiva, em termos de tensões efectivas, actuante nas barras transversais.

Então, com base nas Equações (1), (3), (4) e (5), é fácil definir a expressão geral do coeficiente de resistência nas interfaces solo-grelhas, vindo:

$$f = \alpha_a \left( \frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} \phi'} \right) + \left( \frac{\alpha_p e}{s} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \frac{1}{2 \text{tg} \phi'} \quad (6)$$

Tal como anteriormente se referiu, para os geotêxteis, a expressão toma a forma da Equação (2), fazendo  $\alpha_a=1$  e  $\alpha_p=0$ , já que apenas o atrito lateral intervém na resistência em causa.

Jewell *et al.* (1984) e Jewell (1990) consideram existir uma analogia dos comportamentos nos processos de mobilização de capacidade resistente nas barras transversais das grelhas e nas ancoragens de placa profundas em solos granulares. Assim, propõem que a aferição dos valores calculados da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas seja feita a partir de resultados experimentais (por exemplo, Ovensen e Stroman, 1972) e numéricos (Rowe e Davis, 1982a e b) publicados, respeitantes à definição da resistência passiva mobilizada em placas de ancoragem profundas em solos granulares (Figura 4).

Aqueles autores referem ainda que a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas deve estar compreendida entre os dois valores teóricos indicados na Figura 4.

Tal como nas ancoragens de placa profundas, estes valores teóricos são definidos recorrendo à teoria geral da capacidade de carga. Então, considera-se que as barras transversais das grelhas são análogas a sapatas contínuas rodadas de 90°, podendo a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais das grelhas ser dada por:

$$\sigma'_p = c' N_c + \sigma'_n N_q \quad (7)$$

em que,  $\sigma'_p$  é a resistência passiva,  $\sigma'_n$  é a tensão normal actuante na interface,  $c'$  é a coesão do solo e  $N_q$  e  $N_c$  são factores de capacidade de resistência passiva (idênticos aos factores de capacidade de carga).

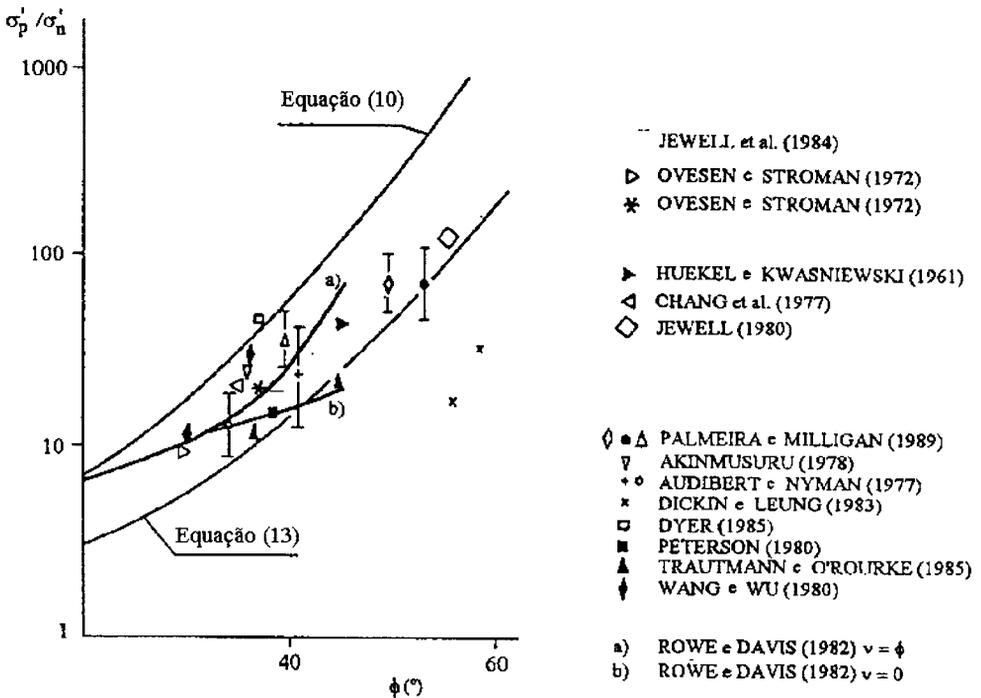


Figura 4 - Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas (adaptado de Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; e Jewell, 1990).

O mecanismo de rotura em frente das barras transversais das grelhas é idêntico, de acordo com Peterson e Anderson (1980), ao mecanismo de rotura por falta de capacidade de carga em sapatas. Os factores de capacidade resistente serão então dados por:

$$N_q = e^{\pi g \phi'} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (8)$$

e

$$N_c = (N_q - 1) \cot g \phi' \quad (9)$$

onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno do solo em termos de tensões efectivas.

No caso de solos incoerentes a resistência passiva nas barras transversais das grelhas é dada por:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = e^{\pi g \phi'} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (10)$$

Os resultados obtidos através da equação anterior constituem o limite superior dos valores da resistência mobilizada nos elementos transversais de reforços tipo grelha (ver Figura 4) (Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; Jewell, 1990; Shivashankar, 1991).

Por sua vez, Jewell *et al.* (1984) propõem um mecanismo de rotura em torno das barras transversais das grelhas baseado no mecanismo de rotura ao corte por punçoamento de fundações profundas, sendo as expressões de cálculo dos factores de capacidade resistente  $N_q$  e  $N_c$  as seguintes:

$$N_q = e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi'\right)} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (11)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg}\phi' \quad (12)$$

De forma análoga à teoria anterior, se o solo não possuir coesão, a resistência passiva mobilizada é dada por:

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

Os resultados obtidos através da Equação (13) constituem uma fronteira inferior da resistência passiva conseguida nas barras transversais dos reforços do tipo grelha (ver Figura 4) (Jewell *et al.*, 1984; Palmeira e Milligan, 1989; Jewell, 1990; Shivashankar, 1991).

Ospina (1988) observou que, no caso das areias secas submetidas a baixas pressões de confinamento, a rotura é próxima do segundo mecanismo indicado, enquanto que para elevadas pressões de confinamento a rotura se aproxima do primeiro dos mecanismos referidos. Palmeira e Milligan (1989) realizaram ensaios de arranque com grelhas metálicas de diferente geometria, tendo concluído que, quando a relação  $e / D_{50}$  (sendo  $e$  a espessura das barras transversais da grelha e  $D_{50}$  o diâmetro médio dos grãos de solo correspondente a 50% de passados) ultrapassa o valor de 7,5 passa-se do segundo dos mecanismos apresentados para o primeiro.

De tudo o que foi exposto pode-se concluir que a resistência passiva depende fortemente de factores relacionados com a geometria do reforço e com a dimensão dos grãos de solo, o que pode justificar, em parte, a dispersão dos resultados existentes na bibliografia (tal como se pode constatar na Figura 4). A análise da influência destes factores é feita nas secções seguintes.

### 2.1.3 - Influência da dimensão dos grãos do solo na resistência das interfaces solo-grelhas

Nesta secção, para tratar a influência da dimensão dos grãos do solo na resistência das interfaces solo-grelhas, vai-se seguir de perto o exposto por Lopes (1992).

Jewell *et al.* (1984) estudaram a influência da relação entre as dimensões da abertura do reforço e dos grãos do solo através de ensaios de corte directo em que utilizaram uma geogrelha da marca Tensar e solos com diferentes granulometrias. As conclusões formuladas por estes autores são baseadas em resultados de ensaios que não simulam o tipo de movimento relativo solo-reforço que tem lugar em muros reforçados. No entanto, os autores consideram que a aplicação das conclusões obtidas nos estudos é adequada mesmo para as situações referidas.

Deste modo, a relação entre as dimensões da malha e a dos grãos do solo pode afectar a resistência das interfaces solo-reforços de quatro formas distintas (Figura 5):

- 1º) a possibilidade que os solos finos (com dimensão silte ou areia fina) têm de entrar em cedência em zonas com diferentes orientações leva a que a superfície de cedência possa ser ondulada, adaptando-se aos elementos longitudinais e transversais da grelha (Figura 5a);
- 2º) à medida que a dimensão da areia aumenta, a menor resistência na interface, resultante da adaptação da superfície de cedência aos elementos constituintes do reforço, poderá não compensar o aumento de resistência necessário à ondulação da

- superfície; nestas condições, a superfície de cedência torna-se plana, apenas tangente aos elementos transversais da grelha (Figura 5b);
- 3º) quando o solo contém partículas de dimensões idênticas às das aberturas da grelha, algumas dessas partículas instalam-se contra as barras transversais do reforço, sobressaindo de ambos os lados deste; a existência de um número suficiente de partículas nestas condições inibe o deslizamento do solo ao longo das barras transversais, ocorrendo a cedência no interior da massa do solo (Figura 5c);
  - 4º) finalmente, a situação mais desfavorável surge quando as dimensões dos grãos do solo são tão elevadas que não é possível a sua penetração nas aberturas das grelhas; nesta situação, a resistência na interface pode ser muito baixa, apenas resultante do contacto das partículas de solo com o reforço (Figura 5d).

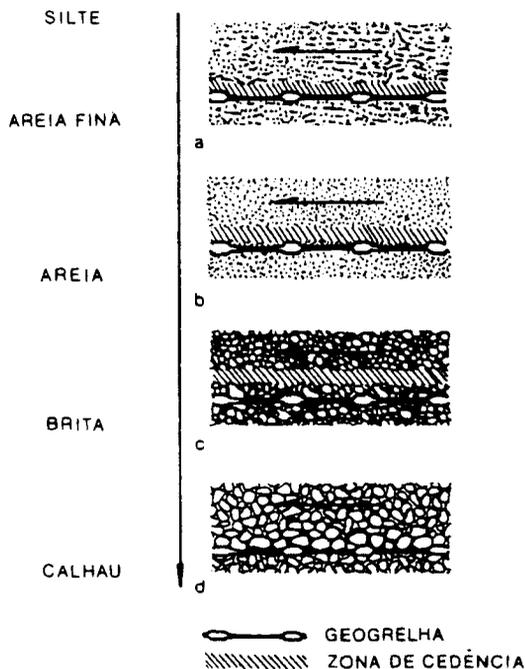


Figura 5 - Influência qualitativa do aumento da dimensão dos grãos do solo em movimento relativo de corte directo (Jewell *et al.*, 1984).

A Figura 6 resume as conclusões expostas em termos do valor do coeficiente de resistência,  $f$ , estimado, no presente caso, da seguinte forma:

$$f = 1 - \alpha_c \left( 1 - \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \right) \quad (14)$$

em que,  $\delta$  é o ângulo de atrito entre o solo e os elementos sólidos da grelha,  $\phi'$  é o ângulo de atrito interno do solo, determinado com base em resultados de ensaios de corte directo e  $\alpha_c$  é a fracção da área superficial da grelha que resiste ao corte directo com o solo.

Verifica-se então, que a resistência nas interfaces solo-reforços aumenta com a redução do parâmetro  $\alpha_c$ , pelo que, caso a superfície de rotura se desenvolva afastada do reforço, no

interior da massa de solo,  $\alpha_c$  é nulo e a resistência é máxima ( $f=1$ ). No caso extremo de solos com partículas de grandes dimensões a resistência é mínima, pois,  $\alpha_c = 1$  e  $f$  reduz-se a  $tg\delta/tg\phi'$ .

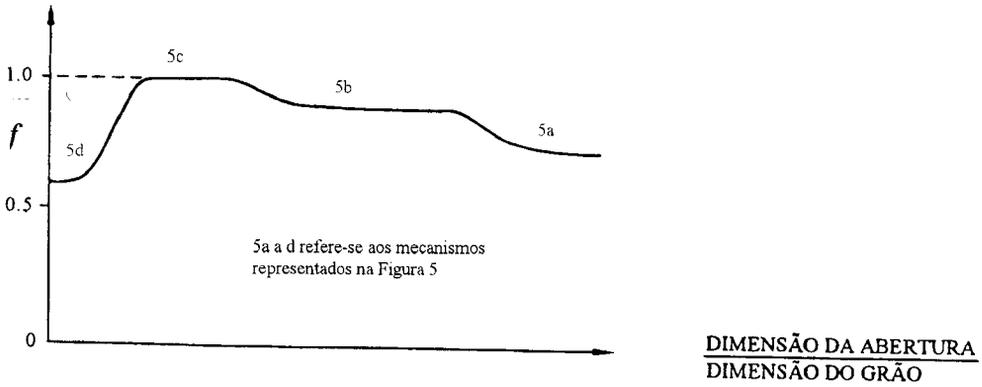


Figura 6 - Ilustração esquemática da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência ao corte directo (Jewell *et al.*, 1984).

Com base em resultados de ensaios de corte directo realizados com dois tipos de geogrelhas e sete tipos de solos com dimensões de grãos variando entre o silte e a brita, Jewell *et al.* (1984) recomendam que a dimensão média do grão do material de aterro a aplicar numa obra reforçada com geogrelhas obedeça ao seguinte critério:

$$\frac{e}{D_{50}} \geq 3 \quad (15)$$

Palmeira e Milligan (1989), através de ensaios de arranque realizados com três tipos de areia e grelhas metálicas (de aço temperado e galvanizado), detectaram que o papel da dimensão dos grãos na resistência passiva é determinante para relações entre a espessura da barra e a dimensão média dos grãos ( $e/D_{50}$ ) menores que cerca de 12 (Figura 7). Assim, só através da escolha adequada do solo é possível aumentar a resistência mobilizada nas barras transversais do reforço. Note-se, ainda, que os resultados apresentados na Figura 7 não são gerais, pois a resistência passiva depende de outros factores, tais como: a forma das partículas que constituem o solo, as suas características superficiais e as características da superfície dos elementos transversais.

Considerando a influência da dimensão dos grãos, em termos da relação ( $e/D_{50}$ ) e baseando-se nos resultados de Palmeira e Milligan (1989), Jewell (1990) propôs que esta fosse expressa do seguinte modo (Figura 7):

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \times \begin{cases} 2 - \frac{e}{10D_{50}} & \frac{e}{D_{50}} < 10 & (16a) \\ 1 & \frac{e}{D_{50}} > 10 & (16b) \end{cases}$$

em que  $(\sigma'_p/\sigma'_n)_\infty$  é a resistência passiva mobilizada nas condições em que a influência da dimensão dos grãos do solo é desprezável. Segundo o autor, para um meio contínuo essa resistência pode ser definida através da Equação (13).

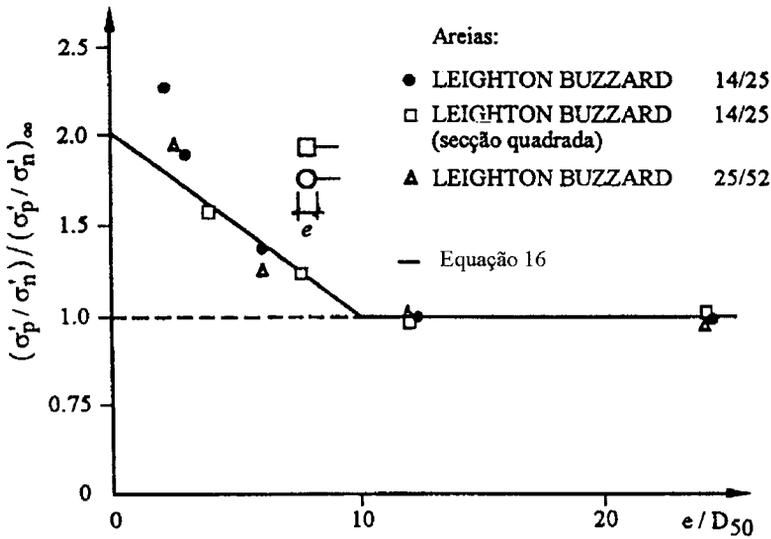


Figura 7 - Influência da dimensão dos grãos de solo ( $e/D_{50}$ ) na resistência passiva do reforço (adaptado de Palmeira e Milligan, 1989 e Jewell, 1990).

Note-se ainda que, quando  $(e/D_{50}) < 10$ , o aumento de resistência passiva em grelhas com barras rectangulares é cerca de 20% superior ao verificado em grelhas de barras circulares.

Jewell (1996) sugere que a Equação (6) seja reescrita da seguinte forma:

$$f = \alpha_a \left( \frac{tg \delta}{tg \phi'} \right) + F_1 F_2 \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \alpha_p \frac{e}{s} \frac{1}{2tg \phi'} \quad (17)$$

em que  $F_1$  é um factor de escala, função da dimensão média dos grãos de solo,  $D_{50}$ , e  $F_2$  é um factor de forma. Assim, virá:

$$F_1 = 2 - \frac{e}{10D_{50}} \quad \text{se } \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (18)$$

$$F_1 = 1 \quad \text{se } \frac{e}{D_{50}} > 10 \quad (19)$$

Para barras circulares  $F_2 = 1,0$ , enquanto que para barras rectangulares  $F_2 = 1,20$ .

É de realçar que o estudo da importância da granulometria do solo no mecanismo de interacção solo-reforço constituirá um dos aspectos fundamentais da vertente experimental deste trabalho, procurando-se deste modo contribuir para o esclarecimento de condições determinantes no fenómeno em causa.

#### 2.1.4 - Notas finais

A exposição efectuada ao longo de 2.1 pôs em evidência a importância fundamental que a mobilização da resistência passiva nas barras transversais das grelhas tem na capacidade resistente das interfaces e a influência nesta da dimensão dos grãos do solo.

Em suma, a capacidade resistente das interfaces solo-geossintéticos pode ser definida através da Equação (1), sendo o coeficiente de resistência obtido pela expressão (6). Por seu turno, é de esperar que a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas em solos granulares apresente valores compreendidos entre os fornecidos pelas Equações (10) e (13), podendo ser afectada pelas dimensões dos grãos de solo de acordo com as expressões (16a e b). O coeficiente de resistência das interfaces solo-grelhas também poderá ser avaliado usando a Equação (17).

Refira-se ainda que, através de ensaios de corte directo é impossível quantificar a contribuição da mobilização da resistência passiva nas barras transversais do reforço na capacidade resistente das interfaces solo-grelhas. Pelo que, para este tipo de reforços, a definição das propriedades resistentes das interfaces com o solo só é possível através da realização de ensaios de arranque.

Para terminar, é de salientar que o empirismo subjacente às sugestões formuladas para a quantificação da capacidade resistente das interfaces exige a sua aplicação criteriosa, estabelecida, para cada problema em particular, de acordo com a experiência do projectista. Assim, sempre que possível, deverão ser realizados ensaios, adequados a cada caso e com os materiais intervenientes em obra, permitindo quantificar de uma forma mais precisa a capacidade resistente das interfaces.

### 3 - INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO. ANÁLISE EXPERIMENTAL ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE

#### 3.1 - Escolha do método utilizado

Para estudar os mecanismos de interacção na interface solo-reforço têm sido utilizados, principalmente, os ensaios de corte directo e os ensaios de arranque, aos quais estão associados procedimentos de ensaio, trajectórias de tensão, mecanismos de rotura e condições fronteira distintas. A opção por um ou outro método depende do tipo de reforços e do tipo de movimento relativo entre estes e o solo que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

A utilização das geogrelhas no reforço de solos tem suscitado interesse crescente, sendo considerado um tipo de geossintético particularmente adequado a tal função (Yeo, 1985). A comprová-lo está o facto de ser o material mais utilizado nos Estados Unidos da América nas aplicações práticas deste tipo de técnica de reforço (Yako e Christopher, 1987). Atendendo a estes factos, decidiu-se dar especial atenção, neste trabalho, ao estudo dos fenómenos de interacção solo-geogrelhas.

Tal como já se salientou, através dos ensaios de corte directo não é possível considerar a contribuição para a resistência da mobilização dos impulsos passivos nas barras transversais do material, quando o movimento relativo que tende a dar-se na interface corresponde ao arranque dos reforços, que é uma parcela de grande peso na resistência global ao corte das interfaces solo-geogrelhas (Palmeira e Milligan, 1989). A acrescentar a esta questão está ainda o facto de, nos ensaios de corte directo, o mecanismo de interacção dos geossintéticos com o solo poder

ser significativamente alterado, devido à supressão, ou pelo menos, à restrição das deformações dos reforços.

Por estas razões, os ensaios de arranque, apesar das suas limitações, são considerados por muitos investigadores como o meio mais apropriado para a previsão das propriedades nas interfaces solo-reforços, bem como para a identificação dos mecanismos que as influenciam quando o movimento relativo nas interfaces corresponde ao arranque o reforço em relação ao solo (Lopes, 1992; Farrag *et al.*, 1993; Kharchafi e Dysli, 1993; Oostveen *et al.*, 1994; etc.).

### 3.2 - Ensaio de arranque: referência normativa

Embora o ensaio de arranque se encontre ainda em fase de normalização a nível Europeu, neste trabalho procurou-se seguir de perto as orientações actuais da Comissão Europeia de Normalização (CEN-TC 189) relativas ao ensaio. De seguida referem-se alguns dos aspectos mais relevantes relativos aos procedimentos de ensaio.

Assim, devem ser preparados três provetes (cortados de acordo com o especificado na norma europeia EN 963), para cada direcção do geossintético a ensaiar, com dimensões adequadas às da caixa a ser utilizada. O comprimento confinado dos provetes deve ser igual a cerca de três vezes a sua largura, devendo esta dimensão ser menor do que a largura interior da caixa no mínimo 100mm de cada lado e o comprimento suficiente para permitir a sua fixação.

Os provetes a ensaiar devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos em atmosferas de ensaio definidas na norma ISO 554.

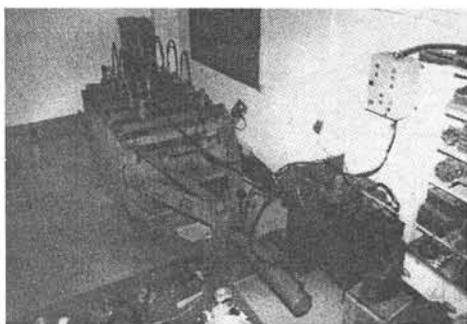
A caixa de arranque deve ser quadrada ou rectangular com dimensões mínimas de 1,5m de comprimento, 0,6m de largura e 0,3m de profundidade, devendo ser possível, se necessário, aumentar esta última dimensão até seis vezes a dimensão máxima das partículas de solo.

Para minimizar a influência da parede frontal, prevê-se a existência de uma manga metálica na entrada da caixa de arranque com um comprimento mínimo de 200mm.

O ensaio deve ser realizado a uma velocidade de 2mm/min.

### 3.3 - Equipamento utilizado e procedimento de ensaio

Os ensaios de arranque foram realizados utilizando o equipamento apresentado na Figura 8.



a)



b)

Figura 8 - Caixa de arranque: a) vista frontal e sistema hidráulico; b) vista lateral.

As dimensões interiores da caixa são: 1,53m de comprimento, 1,00m de largura e 0,80m de altura.

Na preparação dos ensaios a caixa é cheia com camadas sucessivas de solo, com 0,15m de espessura cada, devidamente compactadas. O solo é vertido de uma altura constante de cerca de 0,50m, acima da última camada colocada. Em seguida procede-se ao nivelamento e à compactação do material, sendo esta última tarefa realizada utilizando um martelo vibratório eléctrico.

À medida que as sucessivas camadas de solo são compactadas, vai-se fazendo o controlo da compactação, por medição do peso volúmico do solo após a compactação. Para tal é utilizado um gamadensímetro. Com este procedimento pretende-se que se atinja o índice de compacidade pretendido. Esta questão é bastante importante para a série de ensaios realizados, já que é este o factor que permite que se faça um paralelo entre os resultados obtidos para os dois tipos de solo considerados.

Quando se atinge o nível da manga de aço (a meia altura da caixa e usada para reduzir a influência da parede frontal) o reforço é colocado sobre o solo compactado, sendo introduzido através da manga e fixo à pega localizada no exterior da caixa.

Em seguida são feitas as ligações das varetas inextensíveis ao reforço, numa extremidade, e aos potenciómetros lineares na outra, estes últimos usados para medir os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço. A ligação das varetas ao reforço é feita de forma a não danificar e a não reduzir a resistência das geogrelhas. Na Figura 9 podem ver-se as ligações referidas para a geogrelha biaxial ensaiada (GGBix).

Finalmente, são colocadas, niveladas e compactadas duas camadas de solo com 0,15m de altura cada, resultando uma altura de solo total na caixa de 0,60m, com o reforço a meia altura.

Para reduzir a influência das condições fronteira, foi colocada uma placa de neoprene macio com 0,025m de espessura no topo da caixa, sobre o solo.

A força de arranque, aplicada através de um sistema hidráulico, é avaliada por uma célula de carga de tracção colocada na pega que transmite a força ao reforço. Esta peça consiste em duas placas que comprimem a amostra por aparafusamento.

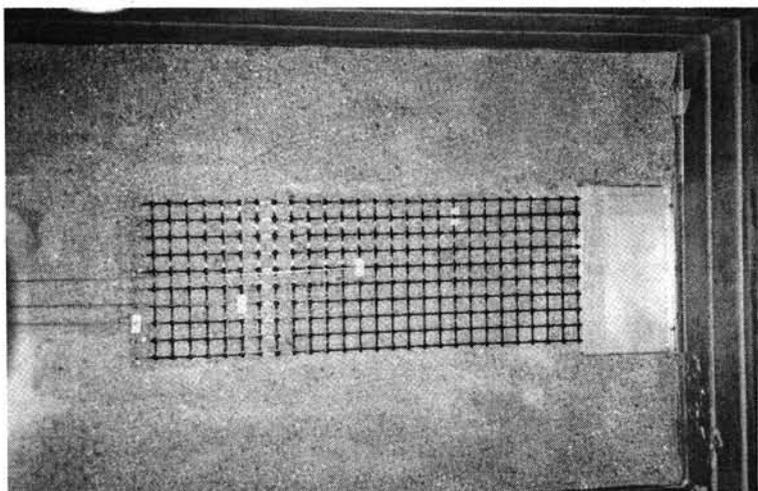


Figura 9 - Geogrelha (GGBix) posicionada na caixa de arranque e com ligação das varetas inextensíveis.

A pressão de confinamento, conseguida por actuação de dez pequenos cilindros (38kPa ao nível do reforço), é mantida constante ao longo do ensaio (a menos das variações decorrentes do tipo de equipamento) e é avaliada através de uma célula de carga posicionada entre um dos

cilindros calcadores e a placa de contraplacado colocada sobre a placa de neoprene macio. Os ensaios são então realizados a volume constante, já que este sistema impede o solo de se deslocar.

Os valores medidos durante cada ensaio são registados por um sistema automático de aquisição de dados, sendo os valores dos deslocamentos das diferentes secções instrumentadas, da força de arranque e da pressão de confinamento adquiridos em ordem ao tempo.

Os ensaios foram realizados a velocidade constante de 2mm/min e as dimensões confinadas dos provetes no início dos ensaios eram: 0,96m de comprimento e 0,33m de largura.

### 3.4 - Materiais utilizados

#### 3.4.1 – Solos

Dado que um dos objectivos deste estudo é a avaliação do efeito da granulometria do solo na interacção solo-geossintético, foram usados dois materiais distintos na campanha de ensaios. Os solos são ambos granulares, no entanto com curvas granulométricas bem diferentes no que diz respeito às dimensões das partículas (ver Figuras 10 e 11).

As principais características dos solos utilizados estão indicadas no Quadro I, sendo os diâmetros  $D_{10}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{50}$  e  $D_{60}$ , o coeficiente de uniformidade,  $C_u$ , o coeficiente de curvatura,  $C_c$ , os pesos volúmicos máximo,  $\gamma_{\max}$ , e mínimo,  $\gamma_{\min}$ , o peso volúmico correspondente ao índice de compactidade de 55%,  $\gamma$  ( $I_D=55\%$ ) e o ângulo de atrito residual para uma pressão de confinamento de 38kPa, definido através de ensaios de corte directo.

Como já foi referido atrás, os materiais granulares utilizados são diferentes, tendo-se, por isso, procurado encontrar um denominador comum entre eles. Optou-se pelo índice de compactidade, por este parâmetro fornecer indicações sobre a compressibilidade do solo e sobre o seu grau de compactação.

O índice de compactidade imposto para os dois materiais foi de 55%, compactando-se os solos até que se atingisse esse valor para aquela grandeza, o que corresponde a um peso volúmico de 16,45kN/m<sup>3</sup> para o solo 1 e de 17,15kN/m<sup>3</sup> para o solo 2 (ver Quadro I).

#### 3.4.2 – Geossintéticos

Os geossintéticos utilizados nesta campanha de ensaios laboratoriais foram os seguintes:

- três geogrelhas uniaxiais (GGunx1 a GGunx3) de polietileno de alta densidade, mas com diferentes resistências (ver Quadro II);
- e uma geogrelha biaxial (GGbix) de polipropileno.

As geogrelhas uniaxiais utilizadas distinguem-se entre si pela sua espessura e pela resistência à tracção que apresentam. As principais características destes geossintéticos são apresentadas no Quadro II e na Figura 12.

A geogrelha biaxial utilizada foi seleccionada para que tivesse uma resistência à tracção o mais próxima possível de uma das geogrelhas uniaxiais (no caso, a GGunx1). Note-se que, geralmente, aquelas geogrelhas exibem menor resistência à tracção do que as geogrelhas uniaxiais. Na Figura 13 e no Quadro III apresentam-se as características mais relevantes da GGbix.

### 3.5 - Programa de ensaios

Neste trabalho, tal como já se referiu, foram ensaiados ao arranque os geossintéticos descritos em 3.4.2 confinados em dois solos distintos (ver 3.4.1).

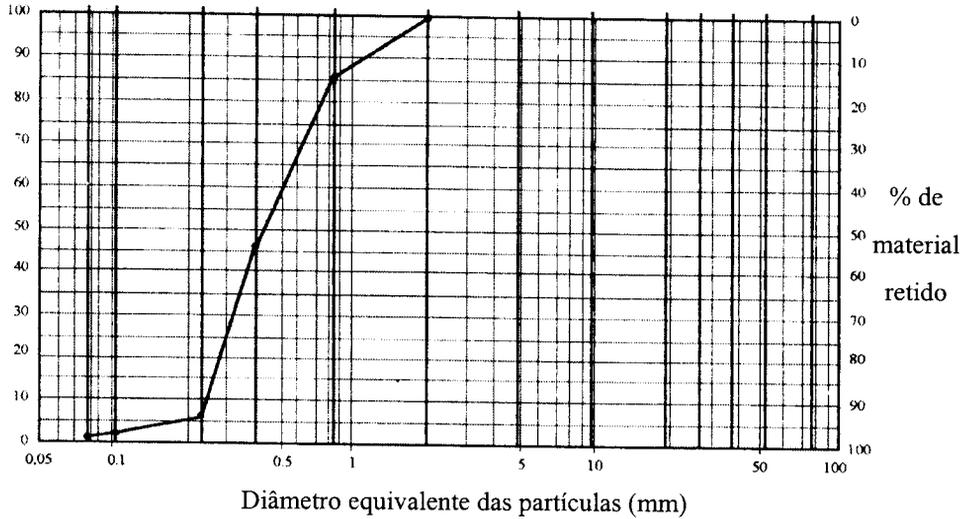


Figura 10 - Curva granulométrica do solo 1.

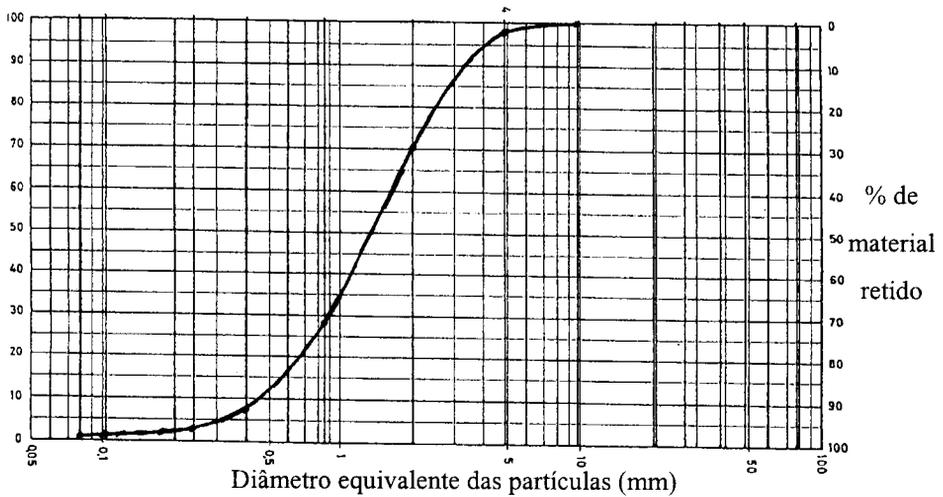


Figura 11 - Curva granulométrica do solo 2.

Quadro I - Características granulométricas dos solos 1 e 2.

	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	γ <sub>min</sub>	γ <sub>máx</sub>	γ <sub>(ID=55%)</sub>	φ
	(mm)				-		(kN/m <sup>3</sup> )			(°)
Solo 1	0,26	0,32	0,43	0,50	1,92	0,79	15,00	17,90	16,45	35,7
Solo 2	0,44	0,90	1,30	1,60	3,64	1,15	15,60	18,70	17,15	44,2

Quadro II - Principais características das geogrelhas uniaxiais (GGunx1 a GGunx3).

	A <sub>L</sub>	A <sub>T</sub>	B <sub>WT</sub>	F <sub>WL</sub>	t <sub>B</sub>	t <sub>F</sub>	Resistência	Deformação
							à tracção	de pico
	(mm)						(kN/m)	(%)
GGunx1	160,0	16,0	16,0	6,0	2,7 máx 2,5 mín	0,9	55,0	11,5
GGunx2	235,0	16,0	16,0	6,0	3,7 máx 3,4 mín	1,3	80,0	11,5
GGunx3	235,0	16,0	16,0	6,0	5,9 máx 5,5 mín	2,0	120,0	11,5

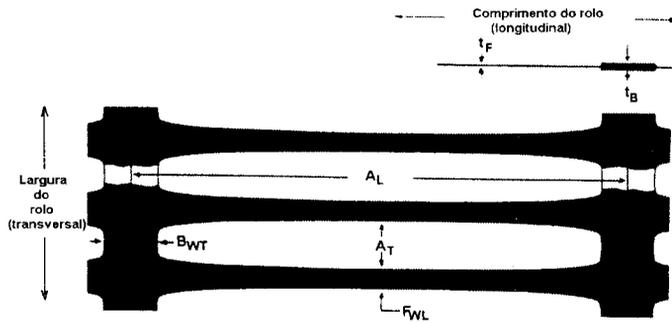


Figura 12 - Geometria das geogrelhas uniaxiais.

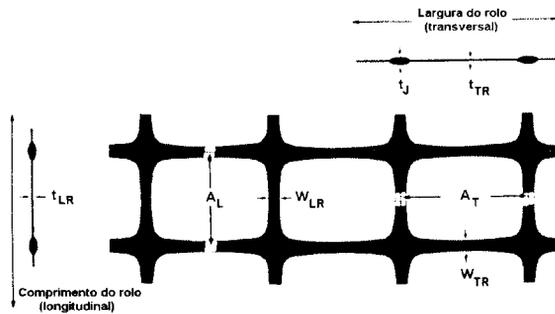


Figura 13 - Geometria da geogrelha biaxial.

Quadro III - Principais características da geogrelha biaxial (GGbix).

	A <sub>L</sub>	A <sub>T</sub>	W <sub>LR</sub>	W <sub>TR</sub>	t <sub>J</sub>	t <sub>LR</sub>	t <sub>TR</sub>	Resistência à tracção		Deformação de pico (%)
								Transversal	Longitudinal	
								(mm)		
GGbix	33,0	33,0	2,2	2,5	5,8	2,2	1,4	40,0	40,0	11,5

Refira-se ainda que se procurou apurar a influência da presença das barras transversais das geogrelhas na resposta ao arranque destes materiais, tendo sido realizados ensaios em que se retiraram aqueles elementos do reforço.

Note-se, uma vez mais, que cada um dos ensaios indicados no programa de ensaios que se apresenta no Quadro IV foi realizado sobre três provetes, o que conduziu a um total de 48 provetes ensaiados ao arranque.

Quadro IV - Programa de ensaios efectuados.

GEOGRELHAS								
Solo	GGunx1	GGunx2	GGunx3	GGbix	GGunx1 s/ b.t. (*)	GGunx2 s/ b.t. (*)	GGunx3 s/ b.t. (*)	GGbix s/ b.t. (*)
Solo 1	GGunx1	GGunx2	GGunx3	GGbix	GGunx1 s/ b.t. (*)	GGunx2 s/ b.t. (*)	GGunx3 s/ b.t. (*)	GGbix s/ b.t. (*)
Solo 2	GGunx1	GGunx2	GGunx3	GGbix	GGunx1 s/ b.t. (*)	GGunx2 s/ b.t. (*)	GGunx3 s/ b.t. (*)	GGbix s/ b.t. (*)

(\*) s/ b.t. – geogrelhas com as barras transversais removidas.

#### 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

De seguida apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nos ensaios de arranque realizados. Começa-se por avaliar a influência da granulometria do solo na resposta ao arranque dos reforços (4.1), seguindo-se o estudo do papel na mesma resposta da presença das barras transversais das geogrelhas (4.2). Por último, são formuladas as conclusões consideradas mais pertinentes face aos resultados obtidos no estudo experimental desenvolvido.

No que diz respeito aos resultados, para cada ensaio realizado (sobre três provetes) apresenta-se aquele que mais se aproxima do valor médio obtido. Como as variações obtidas para o valor máximo da força de arranque (para cada três provetes ensaiados nas mesmas condições) são pequenas, não excedendo 7%, decidiu-se apresentar apenas o resultado que mais se aproxima do valor médio da força de arranque máxima e não referir o valor médio correspondente nem o respectivo desvio padrão.

##### 4.1 - Influência da granulometria do solo

A granulometria do solo é um dos factores que afecta o comportamento das interfaces solo-reforço em estruturas de terra reforçada.

Note-se que a consideração de solos diferentes implica que parâmetros como os ângulos de atrito de pico e residual e os pesos volúmicos máximo e mínimo do solo sejam distintos, podendo estas diferenças introduzir alterações em mais do que um parâmetro determinante do comportamento.

Assim, procurou-se que os solos ensaiados tivessem (tal como já se referiu) o mesmo índice de compactidade, ajustando-se para tal os modos de colocação e compactação dos solos no equipamento de ensaio.

A importância da granulometria do solo na resposta ao arranque de um geossintético depende também de outros factores, nomeadamente, da estrutura deste e da relação entre a dimensão das suas aberturas e das partículas de solo. Tendo estes aspectos em mente, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de arranque de cada um dos geossintéticos considerados.

A geogrelha GGunx1 exhibe comportamentos ao arranque distintos quando confinada no solo 1 ou no solo 2 (Figura 14). No primeiro caso, a força de arranque máxima é de cerca de 40,4kN/m e é mobilizada para um deslocamento frontal de 106,3mm, enquanto que no segundo a maior força de arranque registada ocorre para um deslocamento frontal de 91,0mm, é de cerca de 38,1kN/m. Note-se que no caso do solo 2 o material não rompe por falta de aderência, mas sim, por falta de resistência à tracção na parte não confinada do material. Quer isto dizer que neste tipo de solo a resistência ao arranque do reforço é seguramente superior ao maior valor registado no ensaio.

O comportamento observado deve-se às diferentes relações de dimensão entre as partículas de solo e as aberturas da geogrelha. De facto, 100% das partículas do solo 1 têm um diâmetro equivalente inferior a 2mm, enquanto que o solo 2 tem cerca de 30% das partículas com dimensão superior a 2mm e um valor máximo de 9,54mm. Assim, as partículas com estas dimensões têm, por um lado, a possibilidade de penetrar nas aberturas da geogrelha, com largura da ordem dos 16mm, e por outro, dado que a espessura máxima das barras transversais desta geogrelha é de cerca de 2,7mm, mobilizam mais eficazmente a resistência passiva nessas barras transversais, já que se podem dispor de encontro a estas e os seus limites situarem-se fora delas, ou seja, para cima e para baixo das barras transversais.

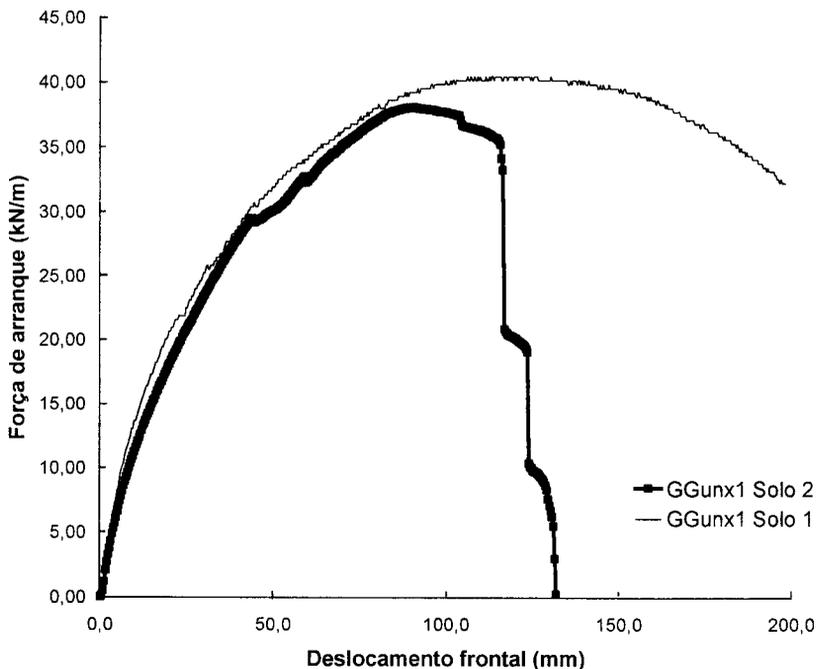


Figura 14 - Influência da granulometria do solo no comportamento ao arranque do reforço (GGunx1).

No que diz respeito às geogrelhas GGunx2 e GGunx3, a ruptura do reforço dá-se, nos dois tipos de solo, por falta de aderência. Esta diferença de comportamento face ao solo 2 tem a ver com o facto de as geogrelhas GGunx2 e GGunx3 evidenciarem maior resistência à tracção do que a geogrelha GGunx1.

A ruptura por falta de aderência das geogrelhas GGunx2 e GGunx3 quando ensaiadas com o solo 2 permite evidenciar com mais clareza o papel do tipo de solo na resposta ao arranque dos reforços. Com efeito, para estas duas geogrelhas a força máxima de arranque registada é claramente superior nos ensaios realizados com o solo 2.

No caso da GGunx2 (Figura 15), a força de arranque máxima é de 40,4kN/m e corresponde a um deslocamento frontal de 99,3mm, quando confinada no solo 1. No caso de o material granular ser o solo 2, a força de arranque máxima é de 49,9kN/m (cerca de 23,5% superior à registada para o solo 1), sendo mobilizada para um deslocamento frontal de 136,8mm.

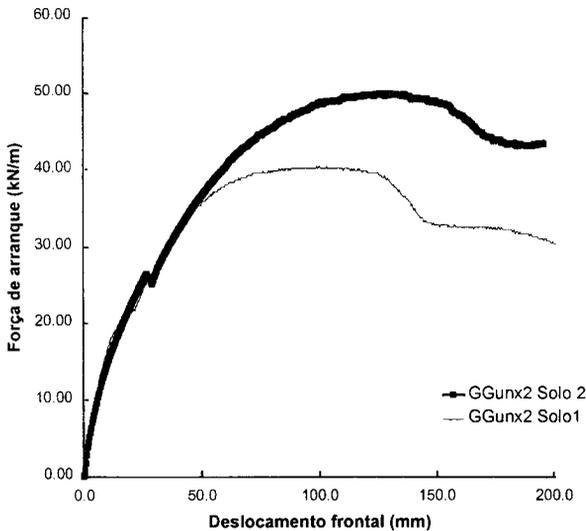


Figura 15 - Influência da granulometria do solo no comportamento ao arranque do reforço (GGunx2).

Relativamente à geogrelha GGunx3 (Figura 16), as diferenças verificadas são ainda maiores, nomeadamente, para os valores da força de arranque máxima: 50,8kN/m para um deslocamento frontal de 107,1mm e 64,5kN/m para um deslocamento frontal de 138,4mm, no caso do solo 1 e do solo 2, respectivamente. Neste caso a força de arranque máxima na geogrelha sofre um acréscimo de 27% quando o solo ensaiado é o 2.

Este estudo evidencia a importância do ajuste das dimensões dos grãos de solo às das aberturas das geogrelhas e à espessura das barras transversais destas. Com efeito, solos com dimensões de grãos muito inferiores às dimensões da geogrelha podem penetrar com mais facilidade nas aberturas destes materiais, contudo são menos eficazes na mobilização do impulso passivo nas suas barras transversais (caso do solo 1). Porém, há que referir que solos com dimensões de grãos superiores às das aberturas do reforço (note-se que este tipo de solos não foi considerado neste trabalho) poderão conduzir a uma situação ainda mais nefasta, pois os grãos, como não penetram nas aberturas das geogrelhas, condicionam a mobilização do

atrito na interface entre os dois materiais apenas através dos pontos de contacto dos grãos de solo com a superfície lateral do reforço.

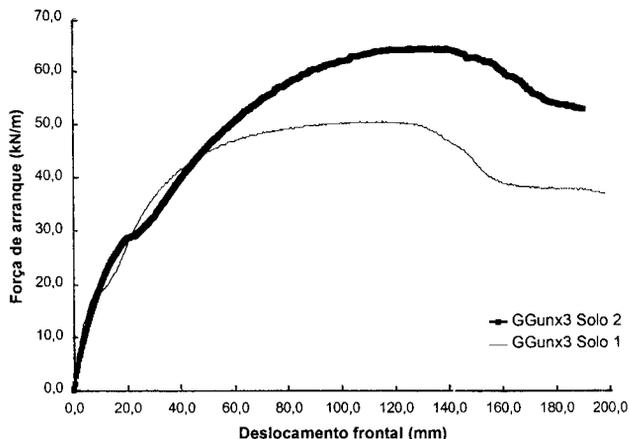


Figura 16 - Influência da granulometria do solo no comportamento ao arranque do reforço (GGunx3).

Do estudo efectuado ressalta a possibilidade de acréscimos superiores a 20% na resistência ao arranque das geogrelhas com o melhoramento do ajuste das dimensões dos grãos de solo às dimensões das geogrelhas.

Os deslocamentos totais e os deslocamentos por deformação do reforço, para o valor da força de arranque máxima, registados ao longo da geogrelha GGunx2 confinada pelos solos 1 e 2 estão expressos nas Figura 17a e b, respectivamente. Refira-se, mais uma vez, que os deslocamentos por deformação do reforço dão uma ideia acerca do modo como as tensões tangenciais são mobilizadas ao longo do reforço e, portanto, acerca do modo como é efectuada a transferência de tensões do solo para o reforço.

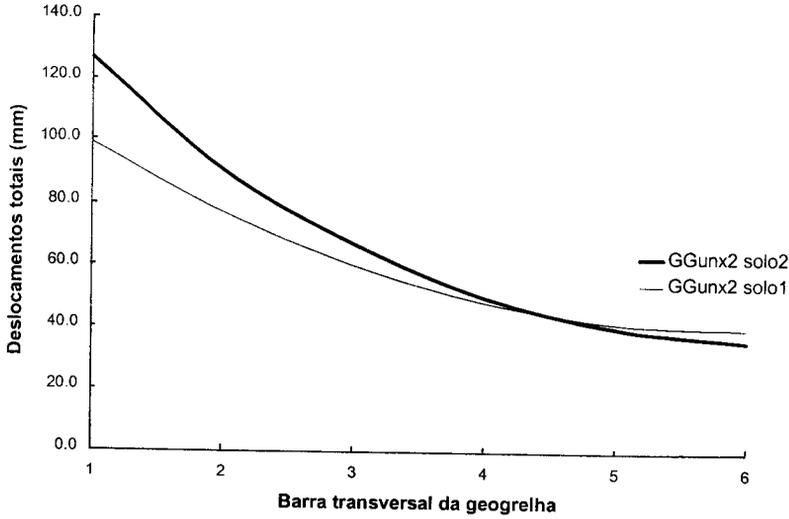
Como se pode observar da figura, as tensões tangenciais mobilizadas na interface da geogrelha GGunx2 com o solo 2 são claramente superiores às mobilizadas na interface daquele material com o solo 1, facto que determina o acréscimo de resistência da interface no primeiro caso.

Comportamento similar pode ser observado na Figura 18, onde estão representados os deslocamentos por deformação do reforço ao longo deste para a geogrelha GGunx3 confinada pelos solos 1 e 2. Neste caso, dado que o incremento de resistência da interface do reforço com o solo 2 (em relação ao solo 1) é superior ao registado para a GGunx2 (27% para a GGunx3 e 23,5% para a GGunx2), verifica-se um aumento do acréscimo das tensões tangenciais mobilizadas na interface em relação ao registado para este último material.

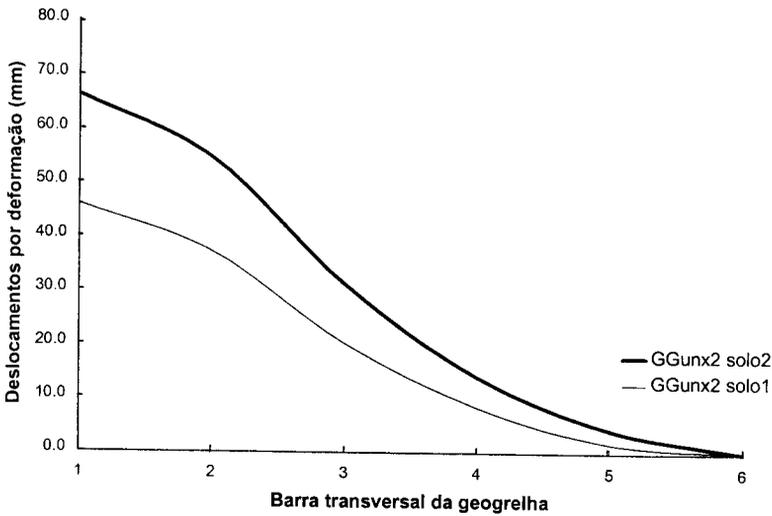
Ao observar os resultados correspondentes aos ensaios de arranque da geogrelha biaxial com os solos 1 e 2 (Figura 19), verifica-se que neste caso, a influência da granulometria do solo não é significativa. Com efeito, em ambos os solos o material rompe por falta de resistência à tracção na parte não confinada do reforço, sendo idênticos os valores da maior força de arranque registada (cerca de 31kN/m).

Esta conclusão é de esperar se se atender à granulometria e dimensões das aberturas deste tipo de geogrelhas (aberturas quadradas com 33mm de lado (ver Quadro III) e à espessura das

barras normais à direcção em que o material foi ensaiado (direcção longitudinal (ver Figura 13) e com barras normais a esta direcção de 1,4mm de espessura (ver Quadro III)). Com efeito, as dimensões dos grãos dos dois tipos de solos considerados no estudo permitem a penetração destes com facilidade nas aberturas da grelha e idêntica mobilização do impulso passivo nas barras do material normais à direcção do ensaio. Estas circunstâncias levam a uma melhor mobilização da resistência ao arranque com este tipo de grelhas para solos mais finos.



a)



b)

Figura 17 - Influência da granulometria do solo: a) nos deslocamentos totais ao longo do reforço para a força de arranque máxima; b) nos deslocamentos por deformação ao longo deste, para a força de arranque máxima (GGunx2).

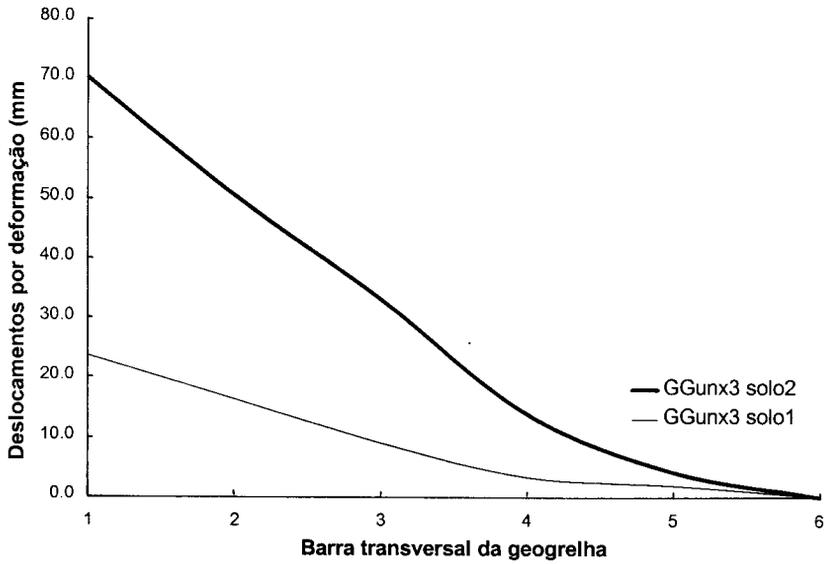


Figura 18 - Influência da granulometria do solo nos deslocamentos por deformação ao longo do reforço para a força de arranque máxima (GGunx3).

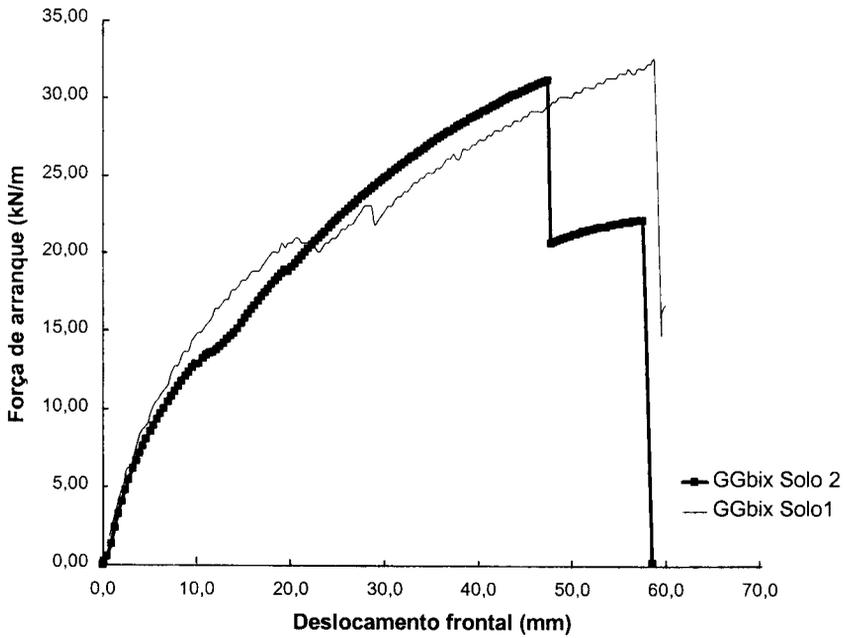


Figura 19 - Influência da granulometria do solo no comportamento ao arranque do reforço (GGbix).

É de realçar, no entanto, que para as condições de ensaio a resistência ao arranque do reforço é superior ao maior valor registado, dado que o material rompe por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência.

#### 4.2 - Influência das barras transversais das geogrelhas

Tal como já foi referido ao longo deste trabalho, a existência das barras transversais das geogrelhas permite a mobilização nesses elementos do impulso passivo no solo, podendo a capacidade resistente devida a essa mobilização constituir uma parcela importante da capacidade resistente total nas interfaces.

Para avaliar essa parcela de resistência procedeu-se a ensaios de arranque de geogrelhas com e sem barras transversais. Nos ensaios realizados sem barras transversais foram utilizadas amostras com as mesmas características das amostras virgens às quais foram cortados os elementos transversais de união das barras longitudinais.

Como se pode verificar nas figuras seguintes, a força de arranque mobilizada nas geogrelhas sem barras transversais é, sempre, menor do que quando estas estão presentes. Note-se que se apresentam apenas os resultados obtidos com o solo 2, dado que com o solo 1 a resposta é qualitativamente semelhante.

Na Figura 20 pode-se observar a curva que traduz a variação da força de arranque com o deslocamento frontal do reforço, no caso da GGunx1, ensaiada com o solo 2, com e sem barras transversais.

Como se pode constatar, a força de arranque é mais reduzida no caso de não existirem as barras transversais (diminuindo cerca de 27%). Tal denuncia o facto de a parcela de resistência na interface correspondente à mobilização da resistência passiva nas barras transversais das geogrelhas ser bastante importante. Note-se que no caso apresentado, quando a geogrelha foi ensaiada com barras transversais ocorreu rotura do material por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência, em virtude, com certeza, do acréscimo de resistência na interface causado pela mobilização do impulso passivo nas barras transversais da grelha.

Nas Figuras 21 e 22 apresentam-se os resultados correspondentes às geogrelhas designadas neste trabalho por GGunx2 e GGunx3. Também nestes casos se verifica que a parcela de resistência correspondente à mobilização da resistência passiva nas barras transversais destes reforços é significativa, sendo maior a sua importância na GGunx3 (diminuição de 33% da força de arranque máxima) do que na GGunx2 (diminuição de 24,5% da força de arranque máxima).

No caso destes materiais, que exibem resistência à tracção mais elevada do que a geogrelha GGunx1, a rotura ocorreu por falta de aderência.

No caso da geogrelha biaxial as diferenças de comportamento verificadas não são tão relevantes como no caso das geogrelhas uniaxiais, embora se verifique que até à rotura, por falta de resistência à tracção, a força de arranque é cerca de 13% menor na geogrelha sem barras transversais do que no caso em que estes elementos estão presentes na amostra. De facto, como se pode constatar na Figura 23, tanto num caso como no outro a geogrelha rompe por falta de resistência à tracção e não por falta de aderência. Facto que não permite evidenciar tão claramente o efeito de retirada das barras transversais no comportamento ao arranque do reforço.

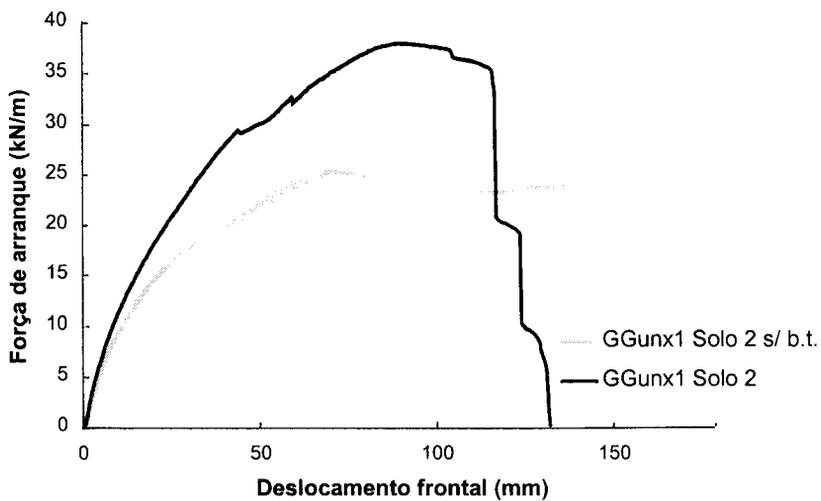


Figura 20 - Influência das barras transversais da GGUnx1 no comportamento ao arranque do reforço.

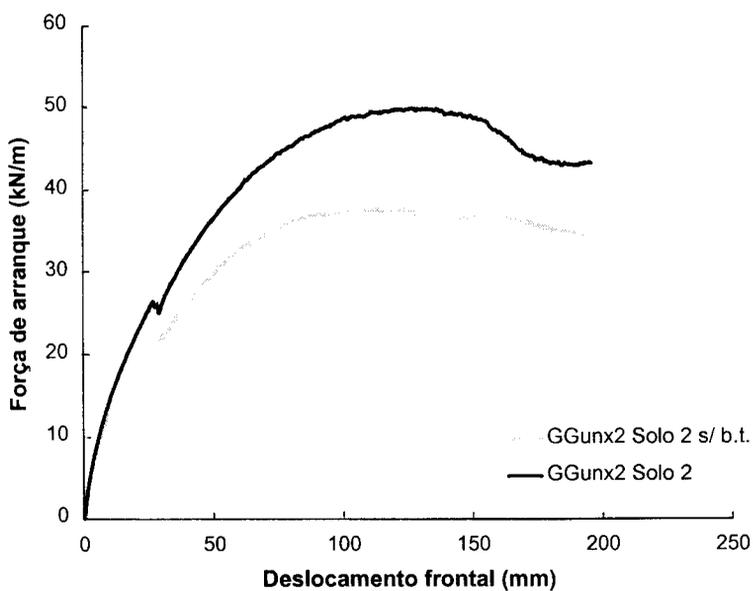


Figura 21 - Influência das barras transversais da GGUnx2 no comportamento ao arranque do reforço.

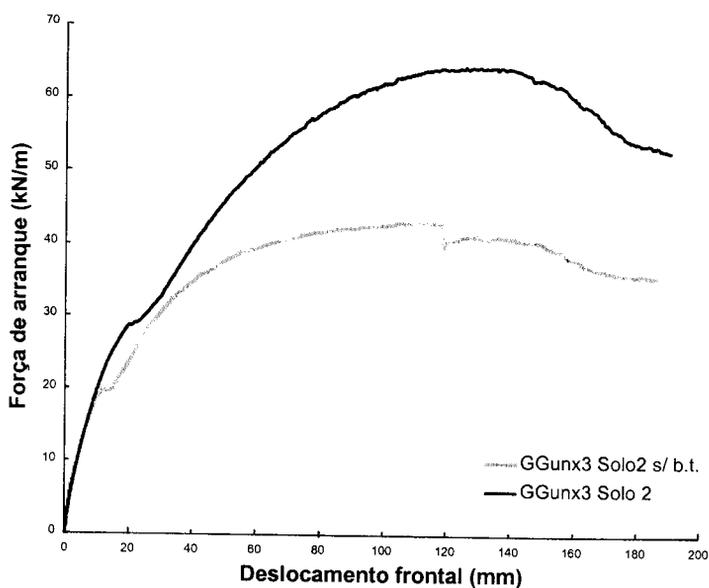


Figura 22 - Influência das barras transversais da GGunx3 no comportamento ao arranque do reforço.

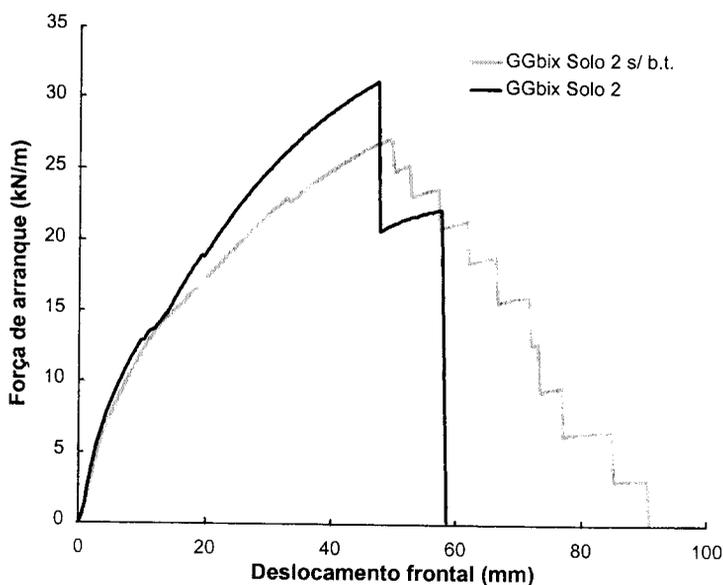


Figura 23 - Influência das barras transversais da GGbix no comportamento ao arranque do reforço.

#### 4.3 - Comparação entre resultados experimentais e os resultantes de análises teóricas

Nesta secção efectuar-se-á a comparação entre os resultados experimentais obtidos através da análise da influência da granulometria do solo na resposta ao arranque das geogrelhas com os resultantes da aplicação das Equações (16) ou (18) e (19). Por outro lado, comparar-se-ão os resultados do estudo experimental referente à influência das barras transversais das geogrelhas

na resposta ao arranque destes materiais com os valores obtidos através das Equações (10) e (13). Em ambos os estudos comparativos apenas se consideraram as geogrelhas GGunx2 e GGunx3, por estas romperem por falta de aderência e não por falta de resistência à tracção.

No Quadro V são apresentadas a relação ( $e/D_{50}$ ) e o factor de escala  $F_1$ , definidos para os materiais considerados no estudo (solos e geogrelhas). O factor de escala  $F_1$ , foi definido pelas Equações 18 ou 19, consoante o valor de  $e/(D_{50})$  é menor ou maior do que 10.

Os resultados experimentais revelam que a resistência global da interface solo-geogrelha aumenta de aproximadamente 24% e 27%, respectivamente, para as geogrelhas GGunx2 e GGunx3, quando se passa do solo 1 para o solo 2. Este valor é cerca de metade do sugerido pelos valores do factor de escala devido ao diâmetro médio das partículas de solo proposto por Jewell (1990, 1996) (ver Quadro VI) baseado nos resultados de Palmeira e Milligan (1989) para o aumento da resistência passiva mobilizada na interface solo-reforço (48% e 56%, respectivamente, para GGunx2 e GGunx3).

Quadro V -  $e/D_{50}$  e  $F_1$ .

Geogrelha	Solo 1		Solo2	
	$e/D_{50}$	$F_1$	$e/D_{50}$	$F_1$
GGunx2	8,26	1,17	2,73	1,73
GGunx3	13,26	1,00	4,38	1,56

Quadro VI - Aumento da resistência global da interface proposto por Jewell (1990; 1996) e verificado experimentalmente por Lopes (1998).

Geogrelha	$\Delta F_{\text{máx}}$	
	Jewell (1996)	Lopes (1998)
GGunx2	48%	24%
GGunx3	56%	27%

Para além de diferentes procedimentos e condições de ensaio, esta diferença de resultados pode ser explicada por:

- as geogrelhas ensaiadas são de polietileno de alta densidade, enquanto que as grelhas ensaiadas por Palmeira e Milligan (1989) são de aço temperado e galvanizado;
- materiais inextensíveis, tais como grelhas metálicas, deslocam-se em relação ao solo envolvente durante o arranque, havendo mobilização simultânea de resistência ao longo do reforço e em todas as suas barras transversais;
- materiais extensíveis, geogrelhas em polietileno de alta densidade, deformam-se ao mesmo tempo que se deslocam em relação ao solo envolvente durante o arranque, devido a diferentes graus de mobilização de resistência ao longo do reforço e nas barras transversais das geogrelhas;
- no caso de materiais extensíveis, o aumento do impulso passivo nos elementos transversais das grelhas devido às dimensões das partículas de solo, pode ser responsável pelo aumento da deformação do material durante o arranque;

- pelas razões acima apontadas, materiais extensíveis podem mobilizar resistências na interface inferiores às mobilizadas com materiais inextensíveis.

Assim sendo, será de considerar que para grelhas extensíveis, tais como as geogrelhas, será de prever a adopção de factores de escala ( $F_1$ ) inferiores aos propostos por Jewell (1996).

O estudo experimental efectuado ao longo de 4.2 acerca da influência das barras transversais das geogrelhas na resistência das interfaces solo-geogrelha, revelou, no caso do solo utilizado ser o solo 2, que essa resistência se reduz cerca de 12,22kN/m e cerca de 21,28kN/m, no caso de remoção das barras transversais das geogrelhas GGunx2 e GGunx3, respectivamente.

Lançando mão das Equações 10 e 13, que segundo Jewell (1990, 1996) definem, respectivamente, os limites superior e inferior da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas, verifica-se que, para o ângulo de atrito do solo 2 ( $44,2^\circ$ ), a tensão de confinamento presente nos ensaios (38kPa) e as espessuras médias das barras transversais da GGunx2 (3,55mm) e da GGunx3 (5,7mm) (ver Quadro II), a resistência passiva mobilizável nas barras transversais das geogrelhas deverá estar compreendida entre 3,10kN/m e 15,93kN/m, para a GGunx2, e 4,98kN/m e 25,58kN/m, para a GGunx3.

Quadro VII - Resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas – comparação de resultados teóricos e experimentais.

Geogrelhas	Equação (10) <i>Limite superior teórico</i>	Equação (13) <i>Limite inferior teórico</i>	Lopes (1998) <i>Resultados experimentais</i>
GGunx2	15,93 kN/m	3,10 kN/m	12,22 kN/m
GGunx3	25,58 kN/m	4,98 kN/m	21,28 kN/m

Os resultados experimentais obtidos encontram-se dentro da gama dos definidos teoricamente, embora mais próximos dos limites superiores, denotando uma clara influência da granulometria do solo na resistência das interfaces solo 2-geogrelhas.

## 5 - CONCLUSÕES

Neste trabalho procurou-se estudar a influência da granulometria do solo e da presença das barras transversais das geogrelhas na resistência da interface solo-reforço através da realização de ensaios de arranque. Com base nos resultados obtidos é possível formular as seguintes conclusões:

- a granulometria do solo influencia de forma importante o comportamento da interface solo-reforço, mas a sua importância depende de vários factores;
- caso os reforços sejam geogrelhas, a dimensão das partículas do solo e a dimensão das aberturas e da espessura das barras transversais destes geossintéticos são condicionantes para a capacidade de mobilização da resistência passiva nessas barras transversais, sendo, em geral, os solos com uma percentagem significativa de dimensões de grãos ligeiramente superiores às das espessuras das barras e inferiores às das aberturas da geogrelha os que permitem uma maior mobilização desta parcela da resistência;
- para os solos ensaiados observaram-se acréscimos de resistência na interface solo-reforço superiores a 20% no caso da granulometria do solo cumprir o estipulado na conclusão anterior;
- a ausência das barras transversais nas geogrelhas conduz a uma diminuição considerável da resistência das interfaces destas com o solo, o que torna claro o importante papel de

- mobilização dos impulsos passivos nas barras transversais das geogrelhas no comportamento ao arranque deste tipo de reforços;
- a utilização das expressões propostas por Jewell (1990; 1996) para avaliação da resistência da interface considerando o diâmetro médio das partículas de solo, poderá conduzir, no caso de geogrelhas (ou seja, materiais extensíveis), a valores optimistas para essa grandeza, pelo que, para estes materiais, se deverão adoptar valores do factor de escala  $F_1$  mais conservativos;
  - a comparação de resultados experimentais e teóricos referentes à resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas revelou um bom enquadramento dos primeiros na gama de valores estabelecida teoricamente, sendo, também, notória a influência da granulometria do solo utilizado nos estudos experimentais no valor mobilizado daquela resistência.

## 6 - AGRADECIMENTOS

As autoras desejam expressar os seus agradecimentos pelo patrocínio e apoio financeiro ao FEDER e Programa PRAXIS XXI, no âmbito do projecto de investigação 3/3.1/CEG/2598/95.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- FARRAG, K.; ACAR, Y.B. e JURAN, I. - *Pull-out resistance of geogrid reinforcements*. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes, Vol. 12, nº2, pp. 133-159, 1993.
- JEWELL, R.A. - *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Special Publication 123 Ciria ISBN 0 86017 425 5, Thomas Telford ISBN 0 7277 2502 5, 332p, 1996.
- JEWELL, R.A. - *Reinforced bond capacity*. Geotecnique, Vol. 40, nº3, pp. 513-518. 1990.
- JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W. E.; SARSBY, R.W. e DUBOIS, D. - *Interaction between soil and geogrids*. Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 18-30, 1984.
- KHARCHAFI, M. e DYSLI, M. - *Study of soil-geotextile interaction by a X-ray method*. Int. Journal of Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, nº4, pp. 307-325, 1993.
- LOPES, M. J.F.P. - *Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interacção solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, F.E.U.P, Porto, 1998.
- LOPES, M.L.C. - *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., Porto, 1992.
- OOSTVEEN, J.P.; MAAS, K.C.;M. e HENDRIKSE, C.S. H. - *The coefficient of interaction for geogrids in a non-cohesive soil*. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol. 1, pp. 427-432, 1994.
- OSPINA, R.I. - *Na investigation on the fundamental interaction mechanism of non-extensible reinforcement embedded in sand*. MS Thesis, Georgia Institute of Technology. 1988.
- OVENSEN, N.K. e STROMAN, H. - *Designing methods for vertical anchor plates in sand*. Proc. of speciality conf. on performance on earth supported structures, ASTM, New York, pp. 1481-1500, 1972.
- PALMEIRA, E.M. e MILLIGAN, G.W.E. - *Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand*. Geotecnique, Vol. 39, nº3, pp. 511-524, 1989.
- PETERSON, L.M. E ANDERSON, L.R. - *Pullout resistance of welded wire mesh embedded in soil*. Research report submitted to Hilfiker Pipe Co., Department of Civil Engineering, Utah State University, Logan, UT, USA, 1980.

- ROWE, P. W. e DAVIS, E.H. - *The behaviour of anchor plates in sand*. Geotecnique, Vol. 32, n°1, pp. 25-41, 1982a.
- ROWE, P.W. e DAVIS, E.H. - *The behaviour of anchor plates in sand*. Geotecnique, Vol. 32, n°1, pp. 9-23, 1982b.
- SHIVASHANKAR, R. - *Behaviour of a mechanically stabilized earth (MSE) embankment and wall system with poor quality backfills on soft clay deposits, including a study of the pull-out resistance*. Ph. D. Thesis, Asian Institute of Thecnology, Bangkok, 1991.
- YAKO, M.A. e CHRISTOPHER, B.R. - *Polymeracally reinforced retaining walls and slopes in North America*. Proc. of the Nato Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kigston, pp. 239-283, 1987.
- YEO, K.C. - *The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement*. Ph. D. Thesis, University of Strachlyde, Glasgow, 1985.