

ENSAIOS DE CORTE DIRECTO NA CARACTERIZAÇÃO DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

Efeito da variação da tensão normal

MANUEL RICARDO FERNANDES LOPES AFONSO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM MATERIAIS E PROCESSOS DE
CONSTRUÇÃO**

Orientadora: Professora Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes

Co-Orientadora: Professora Doutora Castorina Fernanda da Silva
Vieira

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À memória dos meus avós, e de Isabel Lindade
À minha tia-avó Celeste, pelos seus 100 anos de vida

A parte que ignoramos é muito maior que tudo quanto sabemos

Platão

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar a sua gratidão a todas as pessoas e entidades que contribuíram directa ou indirectamente para a realização deste trabalho.

- À Prof. Maria de Lurdes Lopes, orientadora científica deste trabalho, agradeço todo o empenho e disponibilidade no sentido de dar ao trabalho a melhor orientação possível.

- À Prof. Castorina Vieira, co-orientadora científica deste trabalho, agradeço o constante apoio e disponibilidade ao longo da realização do trabalho.

- Ao Eng. Rui Silvano, agradeço a partilha de conhecimento, e os conselhos de grande utilidade.

- À D. Maria Teresa, agradeço a gentileza e boa vontade com que sempre disponibilizou toda a ajuda que lhe foi possível.

- Aos meus pais, agradeço a confiança que sempre depositaram em mim, e tudo o que me deram e continuam a dar.

- À minha irmã, Lara, agradeço o apoio e amizade incondicionais.

- À minha namorada, Joana, agradeço o carinho, a paciência, o apoio ininterrupto, o incentivo.

- À minha família e amigos, agradeço o carinho e o apoio.

- Aos membros do Batalhão de Materiais (Eng. Alvarim Almeida, Eng. Gabriel Santos, Eng. Gustavo Oliveira, Eng.^a Lorena Cambuí, Eng. Nuno Ferreira, Eng. Pedro Sena Fragateiro), agradeço a amizade e a camaradagem.

RESUMO

O presente trabalho divide-se em três capítulos. O primeiro capítulo, intitulado “Geossintéticos”, inicia-se com uma introdução à temática dos Geossintéticos. Neste capítulo apresenta-se uma classificação dos geossintéticos, os materiais constituintes, abordam-se os processos de fabrico, as propriedades e funções dos geossintéticos.

No segundo capítulo, que se designou “Interacção solo-geossintético. Ensaio de corte directo”, faz-se uma descrição do comportamento dos solos granulares, dos mecanismos de interacção solo-geossintético e é abordada a questão da resistência da interface. Apresentam-se os factores com maior influência nessa resistência, bem como os ensaios laboratoriais para avaliação das características da interacção solo-geossintético. Na segunda parte deste capítulo é abordado o ensaio de corte directo, fazendo-se referência às recomendações da norma em vigor para este ensaio (NP EN ISO 12957-1) e descreve-se o equipamento de ensaio do Laboratório de Geossintéticos da FEUP que foi utilizado no decurso deste trabalho.

O terceiro capítulo refere-se ao Estudo Experimental realizado no âmbito deste trabalho. Caracterizam-se os materiais utilizados, faz-se uma breve descrição ao procedimento de ensaio adoptado e apresenta-se um estudo sobre a influência de alguns parâmetros no comportamento ao corte directo das interfaces solo-geossintético. Apresentam-se os resultados dos ensaios realizados e esquematizam-se as principais conclusões.

PALAVRAS CHAVE: Interface solo-geossintético, Resistência ao corte, Ensaio de corte directo.

ABSTRACT

This thesis is divided in three chapters. The first chapter, named “Geosynthetics”, starts with an introduction to the subject of geosynthetics. In this chapter, it is presented a geosynthetics classification, the raw materials, the manufacturing processes, the properties and the functions of geosynthetics.

In the second chapter, designate “Soil-geosynthetic interaction. Direct shear test”, it is made a description of the granular soils behaviour and of the soil-geosynthetics interaction mechanisms. It is also discussed the strength of the interface. The main factors with influence on the soil-geosynthetic interface strength, as well as, the laboratory tests used to evaluate the characteristics of these interfaces are also presented. In the second part of this chapter, is tackled the direct shear test, referring the guidance of the standard (NP EN ISO 12957-1), and the direct shear test apparatus of the Geosynthetics Laboratory of FEUP, used in this work, is described.

The third chapter refers to the Experimental Study carried out in the scope of this work. The materials used in the experimental study are characterized, a brief description of the test procedures is explained and a study related to the influence of some parameters in the direct shear behaviour of soil-geosynthetic interfaces is also presented. The achieved results are exposed and the main conclusions are sketched.

KEY WORDS: Soil-Geosynthetics Interface, Shear Strength, Direct Shear Test.

SIMBOLOGIA

Alfabeto Latino

A – Área de corte

a_b – Fração da largura, W, da grelha disponível para mobilização da resistência passiva

a_s – Fração sólida da área superficial da grelha

B – Espessura das barras transversais da geogrelha

e – Índice de vazios natural

e_{max} – Índice de vazios máximo

e_{min} – Índice de vazios mínimo

f – Frequência de variação da tensão vertical; coeficiente de resistência da interface solo-geossintético

f_a – Coeficiente de resistência da interface de arranque

f_{cd} – Coeficiente de resistência da interface de corte directo

h – Altura de solo na caixa de corte

I_d – Índice de compactidade

K_n – Permeabilidade normal ao plano do geotêxtil

k_p – Condutividade hidráulica no plano do geossintético, numa dada direcção

L – Comprimento do geossintético

O_n – Dimensão equivalente de abertura

S – Distância entre barras transversais da geogrelha

S – Força de corte

T – Resistência ao corte da interface solo-geossintético

t – espessura do geossintético

T_{ult} – Resistência à tracção

W – Largura do geossintético

Alfabeto Grego

$\Delta\sigma$ – Variação da tensão vertical

δ - Ângulo de atrito na interface solo-geossintético

θ – Transmissividade, no plano do geossintético, numa dada direcção

σ – Tensão vertical

σ'_n – Tensão normal efectiva actuante na interface solo-geossintético

σ'_p – Tensão passiva mobilizada em termos de tensões efectivas

τ – Tensão de corte

ϕ – Ângulo de atrito do solo

ϕ' - Ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas

Siglas

CE – Comissão Europeia

CEN – Comissão Europeia de Normalização

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GC – Geocompósito de reforço

GCL – Geocompósito bentonítico

LGS – Laboratório de Geossintéticos

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

PA – Poliamida

PE - Polietileno

PET – Poliéster

PP – Polipropileno

PVC – Policloreto de Vinilo

TC – Comissões Técnicas

UV – Ultra violeta

ÍNDICE DE TEXTO

1. GEOSSINTÉTICOS	1
1.1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS.....	1
1.3. MATERIAIS CONSTITUINTES.....	4
1.4. PROCESSOS DE FABRICO.....	5
1.4.1. COMPONENTES DOS GEOSSINTÉTICOS.....	6
1.4.2. GEOTÊXTEIS TECIDOS E NÃO TECIDOS.....	7
1.4.3. GEOGRELHAS.....	8
1.4.4. GEOMEMBRANAS.....	9
1.4.5. GEOTAPETES.....	10
1.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS.....	10
1.5.1. PROPRIEDADES FÍSICAS.....	11
1.5.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	11
1.5.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS.....	12
1.5.4. DURABILIDADE.....	13
1.5.5. NORMALIZAÇÃO APLICÁVEL AOS ENSAIOS DE GEOSSINTÉTICOS.....	16
1.6. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS.....	19
1.6.1. DRENAGEM.....	20
1.6.2. FILTRAGEM.....	20
1.6.3. PROTECÇÃO.....	21
1.6.4. REFORÇO.....	21
1.6.5. SEPARAÇÃO.....	21
1.6.6. CONTROLO DE EROSÃO SUPERFICIAL.....	21
1.6.7. BARREIRA DE FLUÍDOS.....	22
1.7. COLOCAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS EM OBRA.....	22
2. INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	
ENSAIO DE CORTE DIRECTO	25
2.1. INTRODUÇÃO.....	25

2.2. INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	25
2.2.1. GENERALIDADES	25
2.2.2. COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRANULARES	26
2.2.3. MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	26
2.2.4. RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO	27
2.2.5. FACTORES QUE INFLUENCIAM A INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	29
2.2.5.1. Dimensão das partículas de solo	29
2.2.5.2. Tensão de Confinamento	29
2.2.5.3. Compacidade do Solo	30
2.2.5.4. Estrutura do Geossintético	30
2.2.6. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	30
2.3. ENSAIO DE CORTE DIRECTO	31
2.3.1. INTRODUÇÃO	31
2.3.2. ENSAIO DE CORTE DIRECTO: REFERÊNCIA NORMATIVA	31
2.3.3. EQUIPAMENTO DO LGS	33
3. ESTUDO EXPERIMENTAL	37
3.1. INTRODUÇÃO	37
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	37
3.2.1. GEOSSINTÉTICO	37
3.2.2. AREIA	38
3.3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	39
3.4. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE ALGUNS FACTORES NA RESISTÊNCIA AO CORTE DA INTERFACE 41	
3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	41
3.4.2. EFEITO DA ALTURA DO SOLO NO INTERIOR DA MEIA CAIXA SUPERIOR	42
3.4.3. EFEITO DA COLOCAÇÃO DE UM ELEMENTO COMPRESSÍVEL	43
3.4.4. EFEITO DO ÍNDICE DE COMPACIDADE	49
3.4.5. AVALIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE SOLO- GEOSSINTÉTICO	50
3.4.6. EFEITO DA VARIAÇÃO CÍCLICA DA TENSÃO VERTICAL.....	52
3.3. CONCLUSÕES	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	59

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Classificação dos Geossintéticos de acordo com a sua estrutura [adaptado de Pinho Lopes, 2005].....	2
Figura 1.2 - Exemplos de Geotêxteis: a) geotêxtil tecido com tira e monofilamento; b) geotêxtil tecido com multifilamento e monofilamento; c) geotêxtil não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) geotêxtil não tecido termicamente ligado [Lopes, 1998].....	2
Figura 1.3 - Exemplos de geogrelhas: a) geogrelha uniaxial de uniões integrais; b) geogrelha biaxial de uniões integrais; c) geogrelha de uniões tecidas; d) geogrelha de uniões fundidas; e) geogrelha com uniões efectuadas por laser [Lopes, 1998]	3
Figura 1.4 - Exemplos de geomembranas: a) geomembrana lisa; b) e c) geomembrana rugosa (pionada)	3
Figura 1.5 - Exemplos de geossintéticos: a) geocélulas; b) georredes; c) geomalhas; d) geotapetes. ...	3
Figura 1.6 - Exemplos de geocompósitos:a) de drenagem; b) bentonítico; c) de reforço.....	4
Figura 1.7 - Componentes básicos dos geossintéticos [adaptado de Koerner, 1999, e Lopes, 1998]. ...	6
Figura 1.8 - Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos [Lopes, 1998]	7
Figura 1.9 - Processo de fabrico de geotêxteis tecidos [adaptado de Koerner, 1999].....	7
Figura 1.10 - Ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos: a) esquema geral; b) pormenor das agulhas utilizadas [adaptado de Koerner, 1999]	8
Figura 1.11 - Processo de fabrico de geogrelhas por perfuração seguida de estiramento [adaptado de Koerner, 1999].....	9
Figura 1.12 - Geogrelha uniaxial obtida por estiramento após perfuração [adaptado de Jewell, 1996] .	9
Figura 1.13 - Processo de fabrico de geomembranas: a) sistema de cilindros de rotação contrária – calandragem; b) processo de fabrico de geomembranas multicamadas [adaptado de Lopes, 1998].	10
Figura 1.14 - Funções dos geossintéticos: a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) barreira de fluídos; g) controlo de erosão superficial.....	20
Figura 1.15 - Vários métodos disponíveis para efectuar ligações entre geomembranas [adaptado de Koerner, 1999].....	23
Figura 1.16 - Geometria esquemática das juntas de geomembranas [adaptado de Lopes, 1998].	24

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Mecanismos de interacção solo- geogrelha: a) atrito lateral; b) impulso passivo nas barras transversais da geogrelha [Jewell <i>et al</i> , 1984].	27
Figura 2.2 - Geometria de uma grelha [adaptado de Jewell, 1996].....	28
Figura 2.3 - Modalidade de ensaio de área constante [NP EN ISO 12957-1]	32

Figura 2.4 - Modalidade de ensaio de área reduzida [NP EN ISO 12957-1] .	32
Figura 2.5 - Vista geral do equipamento.	34
Figura 2.6 - Vista da base rígida.	34
Figura 2.7 - Pormenor da placa de carregamento.	35
Figura 2.8 - Pormenores do equipamento: a) vista em corte; b) central hidráulica.	35

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Vista de uma amostra do geossintético utilizado.	37
Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia SP45 [Vieira, 2008].	38
Figura 3.3 - Barra de fixação do provete à base da caixa de corte.	40
Figura 3.4 - Vista do solo no interior da meia caixa inferior.	40
Figura 3.5 - Efeito da altura do solo no interior da meia caixa superior sobre a evolução das tensões de corte.	42
Figura 3.6 - Efeito da altura de solo sobre a evolução dos deslocamentos verticais da zona central da placa de carregamento.	43
Figura 3.7 - Vista da meia caixa superior, no final do ensaio nº8.	44
Figura 3.8 - Pormenor da zona junto à parede na parte de trás da caixa de corte no final do ensaio nº8.	44
Figura 3.9 - Efeito sobre as tensões de corte da altura de solo no interior da meia caixa superior com colocação de um elemento compressível.	45
Figura 3.10 - Deslocamento vertical registado no centro da placa de carregamento para diferentes valores de altura de solo, com colocação de elemento compressível.	46
Figura 3.11 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento (h = 5cm).	46
Figura 3.12 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento (h = 5cm).	47
Figura 3.13 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento (h = 7,5cm).	47
Figura 3.14 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento (h = 7,5cm).	48
Figura 3.15 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento (h = 10cm).	48
Figura 3.16 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento (h = 10cm).	49
Figura 3.17 - Efeito do índice de compacidade da areia sobre a evolução das tensões de corte: a) $\sigma = 50$ kPa; b) $\sigma = 100$ kPa; c) $\sigma = 150$ kPa.	50

Figura 3.18 - Avaliação do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o índice de compacidade da areia de 60%.....	51
Figura 3.19 - Avaliação do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o índice de compacidade da areia de 85%.....	52
Figura 3.20 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical sobre a evolução das tensões de corte ($I_d=60\%$).	53
Figura 3.21 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical sobre os deslocamentos verticais da placa de carregamento ($I_d = 60\%$).	53
Figura 3.22 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical sobre a evolução das tensões de corte ($I_d = 85\%$).	54
Figura 3.23 - Efeito da amplitude da variação cíclica da tensão vertical sobre a evolução das tensões de corte ($I_d = 60\%$).	55
Figura 3.24 - Efeito da amplitude da variação cíclica da tensão vertical sobre os deslocamentos verticais da placa de carregamento ($I_d = 60\%$).	55
Figura 3.25 - Efeito do índice de compacidade da areia sobre a evolução das tensões de corte nos ensaios com variação da tensão vertical: a) $f = 0,1\text{Hz}$; b) $f = 0,01\text{Hz}$	56

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 Propriedades dos polímeros base. Comparação [adaptado de Ladeira, 1995].	5
Quadro 1.2 Aditivos mais comuns e suas funções.	15
Quadro 1.3 Aditivos aplicáveis nos polímeros base.	16
Quadro 1.4 Normas CEN referentes às exigências para os geossintéticos com vista à marcação CE [Pinto <i>et al</i> , 2007].	17
Quadro 1.5 Normas CEN de terminologia, identificação e amostragem dos geossintéticos [Pinto <i>et al</i> , 2007].	18
Quadro 1.6 Normas CEN para ensaios mecânicos de geossintéticos [Pinto <i>et al</i> , 2007].	18
Quadro 1.7 Normas CEN para ensaios hidráulicos de geossintéticos [Pinto <i>et al</i> , 2007].	18
Quadro 1.8 Normas CEN referentes à durabilidade dos geossintéticos [Pinto <i>et al</i> , 2007].	19

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 Número e título das normas de ensaio de interacção com geossintéticos.	31
---	----

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 Composição química da areia SP45 [dados fornecidos pela Sibelco].	38
Quadro 3.2 Classificação dos solos arenosos quanto à compacidade.	39
Quadro 3.3 Ensaio realizados, para tensão vertical constante.	41
Quadro 3.4 Ensaio realizados com variações cíclicas da tensão vertical.	42

GEOSSINTÉTICOS

1.1 INTRODUÇÃO

A aplicação de fibras e telas na estabilização e melhoramento de solos data de há milhares de anos. Com efeito, os babilónios já usavam esses materiais no reforço de solos há três mil anos. Com o mesmo objectivo, os chineses aplicavam madeira, bambú e raízes e os romanos utilizavam juncos em madeira. A estes materiais acrescentou-se, na Idade Média, as peles de animais.

No século XX, apesar da primeira referência à aplicação de telas datar de 1926 (reforço de pavimentos de estradas nos Estados Unidos da América), a sua utilização sistemática só surge após o aparecimento dos polímeros sintéticos, na década de 40, associado ao desenvolvimento das técnicas de fabrico de geotêxteis com estes materiais, quer tecidos (década de 50), quer não-tecidos (década de 60).

As vantagens técnicas e económicas do emprego de geotêxteis, nomeadamente a partir da introdução dos geotêxteis não tecidos agulhados na década de 70, conduziram a um elevado incremento na sua utilização. Por outro lado, o desenvolvimento e expansão do mercado de geotêxteis conduziu ao aparecimento de novos produtos, de entre os quais se destacam as geogrelhas, que surgiram no início dos anos 80.

Em 1983, o constante aparecimento de novos produtos levou a que se introduzisse o termo “geossintético” para designar indiferenciadamente todos os novos produtos com aplicação em obras de carácter geotécnico. Embora esta designação possa não ser completamente adequada, uma vez que alguns dos produtos utilizados não têm origem sintética, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou-a universalmente ao adoptar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos, em 1994.

A rápida aceitação dos geossintéticos e o espectacular aumento da sua utilização derivam de algumas vantagens identificadas por Giroud [1986]. Enquanto que os empreiteiros estão interessados numa construção mais rápida e menos dependente das condições meteorológicas, numa redução dos volumes de terras movimentados e na possibilidade de utilizar solos de pior qualidade, os projectistas apreciam a fiabilidade derivada das propriedades uniformes dos geossintéticos, da facilidade de colocação e da capacidade destes materiais para mitigar defeitos locais do solo. Na perspectiva dos donos de obra, o factor mais importante é a obtenção de menores custos de construção e de manutenção [Jewell, 1996].

1.2 CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são, na maior parte dos casos, elementos obtidos a partir de polímeros sintéticos que se colocam à superfície ou no interior de obras de terra com vista a melhorar o seu desempenho, podendo exercer, basicamente, funções de drenagem, filtragem, separação, protecção, reforço, controlo de erosão superficial e barreira de fluídos.

Embora as propriedades dos geossintéticos sejam muito influenciadas pelo(s) tipo(s) de polímeros que os constituem, a classificação destes materiais assenta, essencialmente, nas diferenças estruturais que decorrem dos diversos processos de fabrico, sendo que, numa primeira aproximação, podem ser divididos em permeáveis e impermeáveis (Figura 1.1). Os geotêxteis (Figura 1.2) e os produtos relacionados, dentro dos quais se destacam as geogrelhas (Figura 1.3), as georredes, as geomalhas, os geotapetes e as geocélulas (Figura 1.5) constituem o grupo dos geossintéticos permeáveis. O grupo dos geossintéticos impermeáveis é constituído pelas barreiras geossintéticas – poliméricas (geomembranas - Figura 1.4) e argilosas (geocompósitos bentoníticos - Figura 1.6).

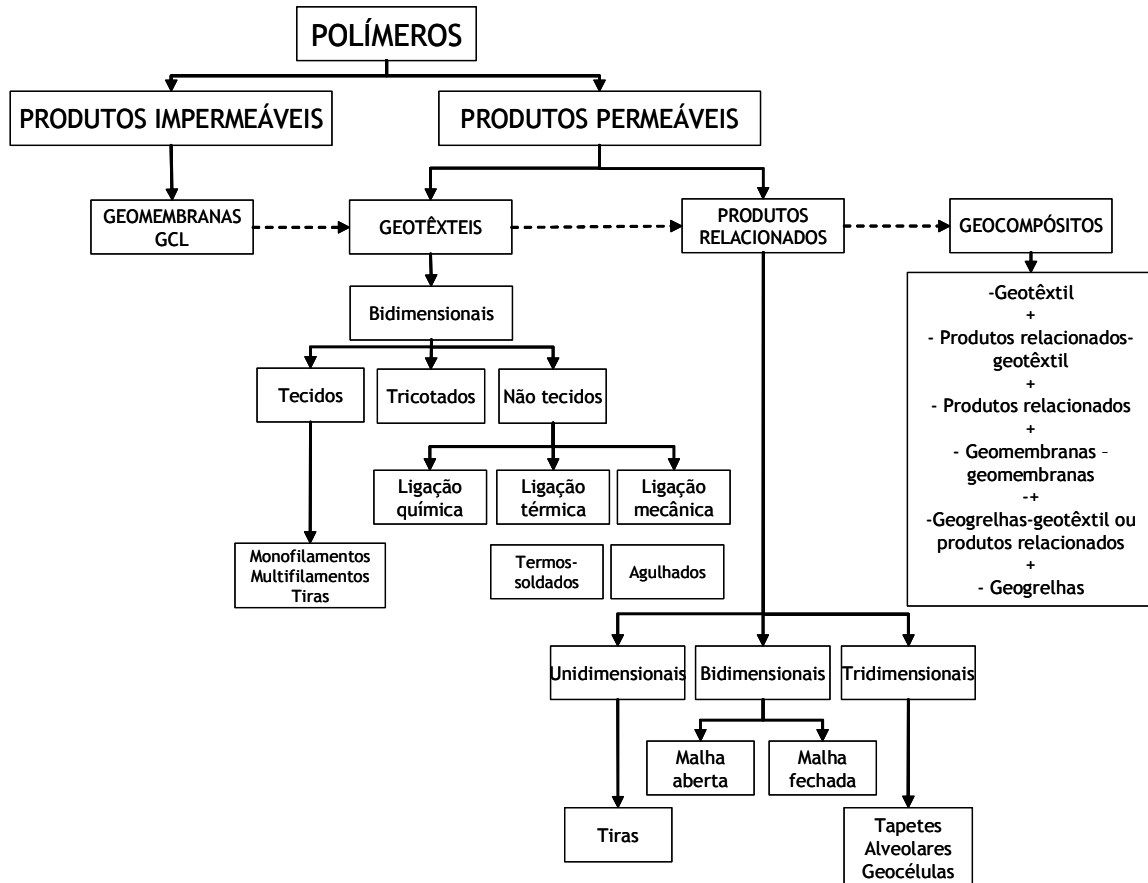


Figura 1.1 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura [adaptado de Pinho Lopes, 2005].

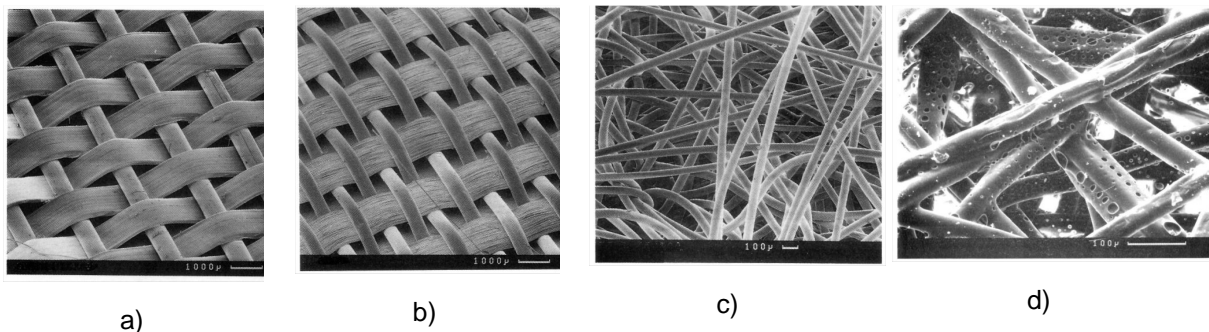


Figura 1.2 – Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido com tira e monofilamento; b) geotêxtil tecido com multifilamento e monofilamento; c) geotêxtil não tecido mecanicamente ligado (agulhado); d) geotêxtil não tecido termicamente ligado [Lopes, 1998].

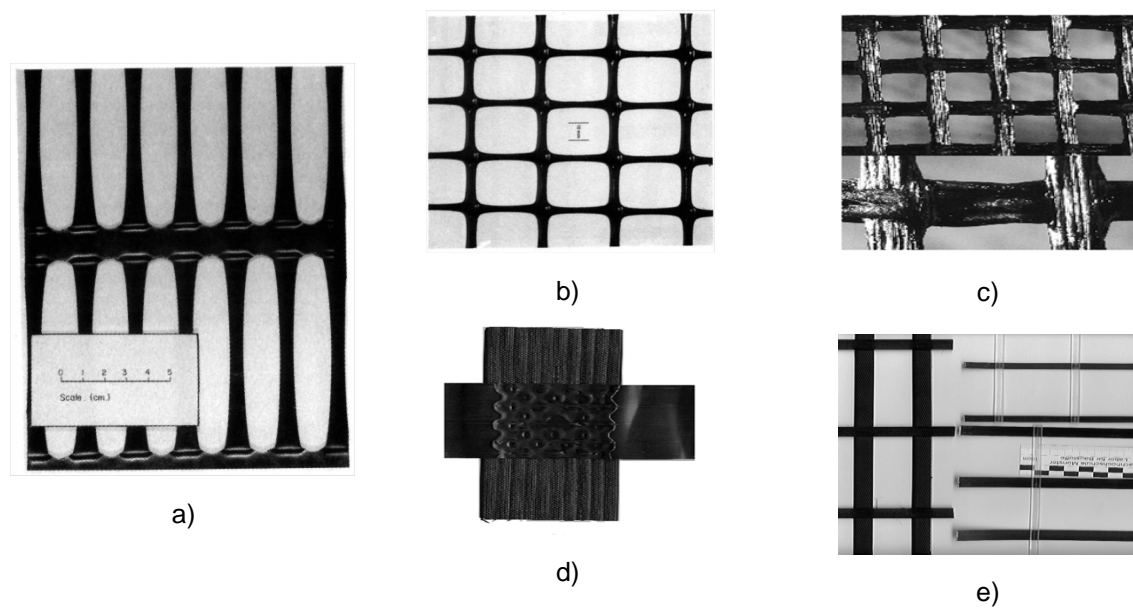


Figura 1.3 – Exemplos de geogrelhas: a) geogrelha uniaxial de uniões integrais; b) geogrelha biaxial de uniões integrais; c) geogrelha de uniões tecidas; d) geogrelha de uniões fundidas; e) geogrelha com uniões efectuadas por laser [Lopes, 1998].

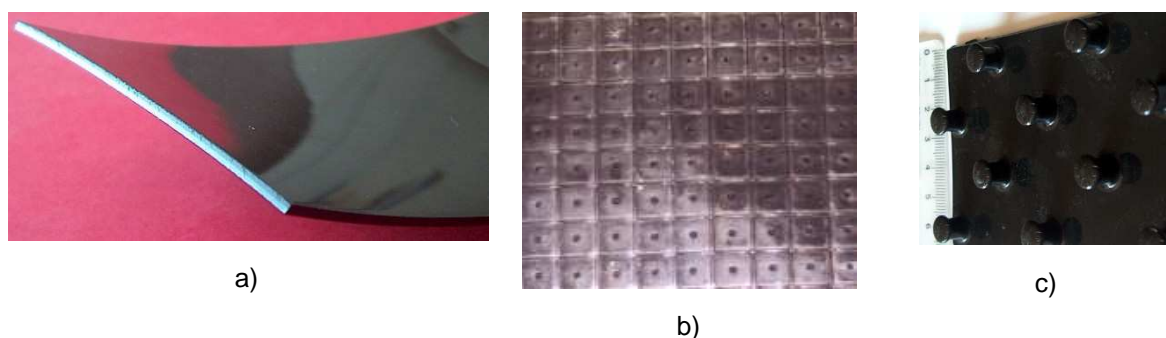


Figura 1.4 – Exemplos de geomembranas: a) geomembrana lisa; b) e c) geomembrana rugosa (pitonada).

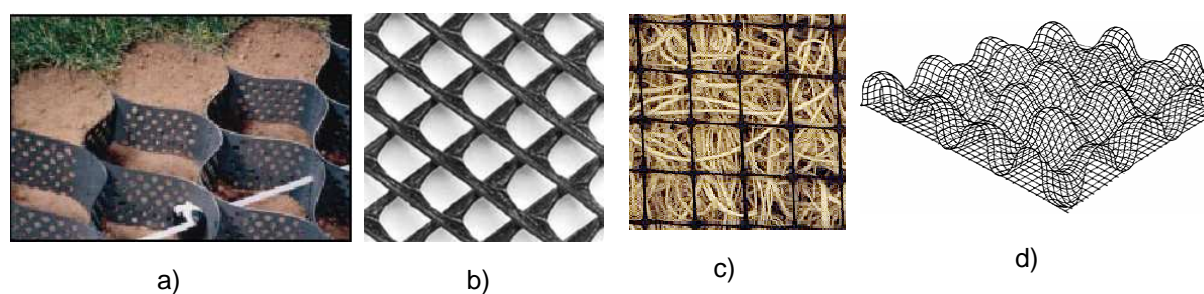


Figura 1.5 – Exemplos de geossintéticos: a) geocélulas; b) georredes; c) geomalhas; d) geotapetes.

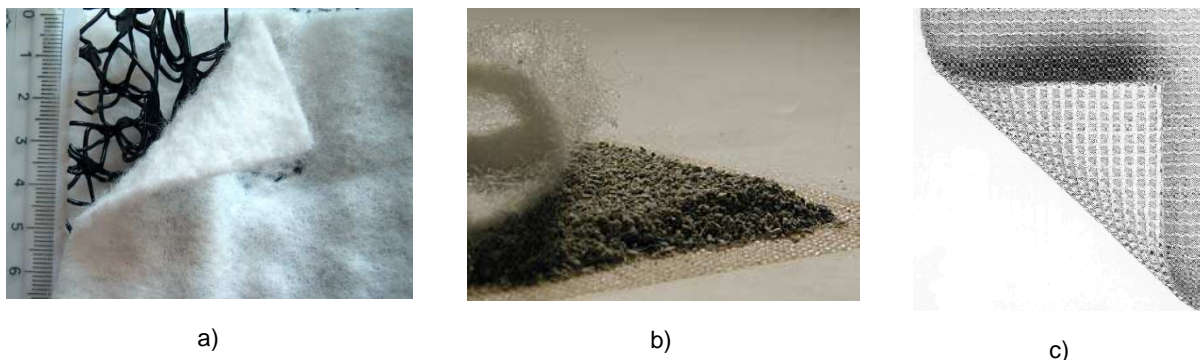


Figura 1.6 – Exemplos de geocompósitos: a) de drenagem; b) bentonítico; c) de reforço.

1.3 MATERIAIS CONSTITUINTES

As matérias primas utilizadas na indústria têxtil dividem-se em dois grandes grupos: naturais e químicas. Enquanto que as matérias-primas naturais podem ter origem vegetal (juta, algodão, linho e cânhamo), animal (lã e seda) e mineral (amianto), as matérias-primas químicas dividem-se em orgânicas (polímeros naturais transformados e polímeros sintéticos) e inorgânicas (minerais e metais).

As fibras naturais, dado o seu carácter biodegradável e por não possuírem propriedades adequadas a um grande número de aplicações, raramente são usadas. Assim, os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos são vulgarmente designados por plásticos, mais concretamente por termoplásticos. Estes são materiais orgânicos sintéticos obtidos a partir do petróleo e que, ao contrário dos outros plásticos, têm a propriedade de amolecer e endurecer por acção do calor e do frio, respectivamente.

No que diz respeito à sua composição química, os termoplásticos são compostos poliméricos cujo monómero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogénio. A polimerização é o processo através do qual os monómeros se juntam, por vários mecanismos químicos, formando longas cadeias moleculares e dando origem aos polímeros.

Durante este processo, para além dos monómeros, podem ainda estar presentes aditivos que permitem obter polímeros com propriedades distintas.

O peso molecular de um polímero define-se como o produto entre o peso molecular do monómero base e o grau de polimerização (número de vezes que esse monómero se repete na cadeia molecular). O comportamento de um polímero é muito dependente não só do peso molecular médio como também da sua distribuição estatística. Assim sendo, o aumento do peso molecular médio resulta num aumento da elongação e da resistência à tracção, ao impacto, à fendilhação e ao calor, enquanto conduz à diminuição da fluência e da trabalhabilidade do material. Por outro lado, ao apertar a distribuição estatística do peso molecular contribui-se para o aumento da resistência ao impacto e para a diminuição da resistência à fluência, da trabalhabilidade e das propriedades hidráulicas [Koerner, 1999].

A cristalinidade é outra propriedade determinante no comportamento dos polímeros. Quanto à cristalinidade, os polímeros podem ser classificados em amorfos e semicristalinos (não pode haver polímeros completamente cristalinos). O aumento da cristalinidade de um polímero leva ao aumento da rigidez, da resistência química, ao calor e à tracção e à diminuição da permeabilidade, da deformação na rotura, da flexibilidade e da resistência ao impacto e à fendilhação.

No fabrico de geossintéticos, particularmente de geotêxteis, podem ser usados diversos tipos de polímeros, mas os mais comuns são: os poliésteres (PET), as poliamidas (PA), os polipropilenos (PP) e os polietilenos (PE). Estes dois últimos pertencem ao grupo das poliolefinas e são, a par dos poliésteres, os de uso mais corrente.

A gama de polímeros utilizados no fabrico de geomembranas é mais larga dadas as maiores exigências feitas a estes materiais, quer em termos de resistência ao ataque ambiental, quer em termos de custos. No fabrico de geomembranas, para além dos termoplásticos, podem ser usados termoendurecidos ou combinações de ambos.

A melhoria das propriedades de um termoplástico pode ser conseguida por introdução de diversos aditivos durante o seu processo de fabrico. Os aditivos mais vulgarmente utilizados para melhorar a resistência à degradação dos termoplásticos são os estabilizantes térmicos, os anti-UV e os anti-oxidantes. A natureza dos estabilizantes depende do tipo de polímero base.

No Quadro 1.1, estabelece-se uma comparação entre as propriedades dos polímeros base mais utilizados no fabrico de geossintéticos. Pretende-se desta forma ilustrar, de forma resumida, a forma como o tipo de polímero base utilizado influencia o comportamento do geossintético.

Quadro 1.1 – Propriedades dos polímeros base. Comparação [adaptado de Ladeira, 1995].

Propriedades dos polímeros base						
Polímeros			Poliéster	Poliamida	Polipropileno	Poliétileno
Resistência			3	2	1	1
Módulo de Elasticidade			3	2	1	1
Deformação na rotura			2	2	3	3
Fluência			1	2	3	3
Densidade relativa			3	2	1	1
Custo			3	2	1	1
Resistência a	Radiações UV	Estabilizado	3	2	3	3
		Não	3	2	2	1
	Bases		1	3	3	3
	Micro-organismos		2	2	2	3
	Óleos		2	2	1	1
	Detergentes		3	3	3	3

3 – Elevado; 2 – Médio; 1 – Baixo

1.4 PROCESSOS DE FABRICO

Os processos de fabrico dos geossintéticos são muito variados e, reflectindo esse facto, são determinantes para a definição da sua estrutura e, conseqüentemente, das suas propriedades. O fabrico dos geossintéticos, em geral, compreende três passos:

- 1 – produção do polímero com os seus vários aditivos;
- 2 – produção dos componentes;
- 3 – conversão dos componentes no geossintético.

1.4.1 Componentes dos geossintéticos

A primeira fase do fabrico passa, como se referiu, pela produção do polímero constituinte, mediante processos químicos com inclusão de aditivos. Em seguida, o polímero é fornecido ao fabricante dos componentes sob a forma granular ou esférica. Os componentes dos geossintéticos, obtidos por extrusão ou fiação líquida do polímero, podem ter formas muito variadas, destacando-se as mais comuns:

- a) filamento contínuo circular com uma fracção de milímetros de diâmetro;
- b) tira plana contínua com vários milímetros de largura, uma fracção de milímetros de espessura e um comprimento indefinido;
- c) folha ou película, podendo ter vários metros de largura e espessura variando entre uma fracção de milímetro (película) e vários milímetros (folha).

Estes componentes básicos podem ainda ser sujeitos a fases intermédias de fabrico, dando origem a formas mais complexas. Na realidade, o filamento contínuo pode ser torcido (obtendo-se um fio), alinhado paralelamente (multifilamento) ou cortado em pequenos troços, em geral com 50mm de comprimento (fibras cortadas). De forma análoga, as tiras podem ser usadas isoladamente ou torcidas, formando fios de tiras. Na Figura 1.7 encontram-se representados esquematicamente os componentes básicos mais comuns dos geossintéticos.

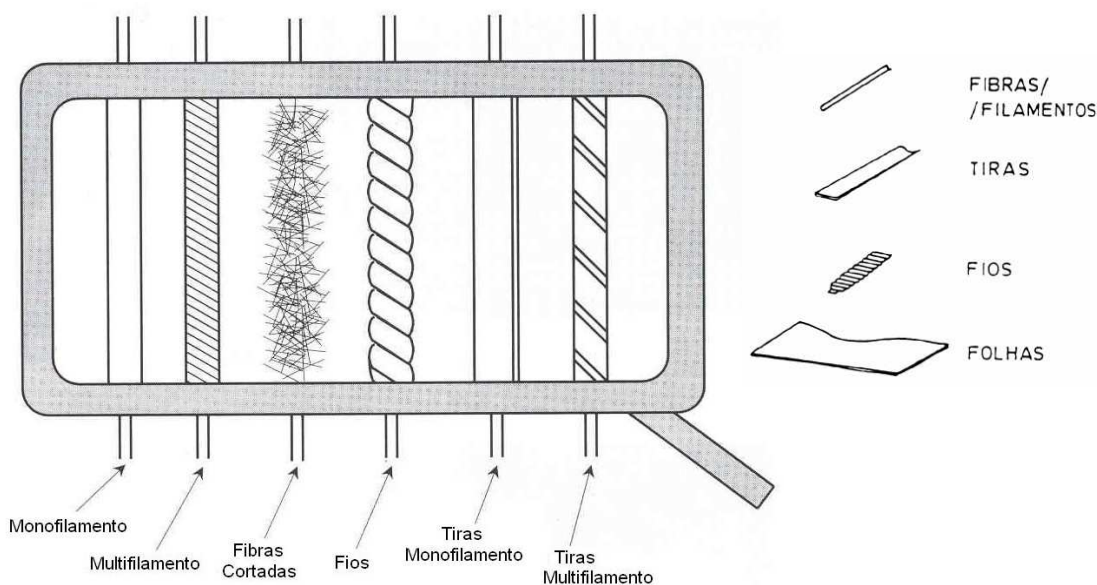


Figura 1.7 – Componentes básicos dos geossintéticos [Adaptado de Koerner, 1999 e Lopes, 1998].

Nos processos de extrusão ou fiação líquida, o polímero é introduzido num recipiente, juntamente com os aditivos, ficando sujeito a pressão e temperatura controladas. O objectivo deste procedimento é provocar a fusão dos constituintes sólidos, assim como a sua mistura e expulsão do oxigénio. Posteriormente, a massa líquida é forçada a atravessar um sistema de bombas rotativas, que controla a quantidade de polímero em passagem, expelindo-o através de uma placa perfurada. As fibras ou filamentos são arrefecidos ao ar ou em água. No caso das tiras ou películas, o processo é semelhante, mas o polímero é forçado a sair através de fendas. As tiras podem ser obtidas directamente ou por corte de películas.

Depois dos procedimentos descritos, as tiras e os filamentos são sujeitos a estiramento (Figura 1.8) e solidificação, sendo necessários dois ou mais tratamentos por aquecimento. Estes destinam-se a

melhorar as propriedades do material (resistência à tracção, módulo de rigidez, deformação na rotura, fluência, etc.). A cadeia molecular é progressivamente orientada na direcção de estiramento, resultando uma estrutura final mais cristalina.

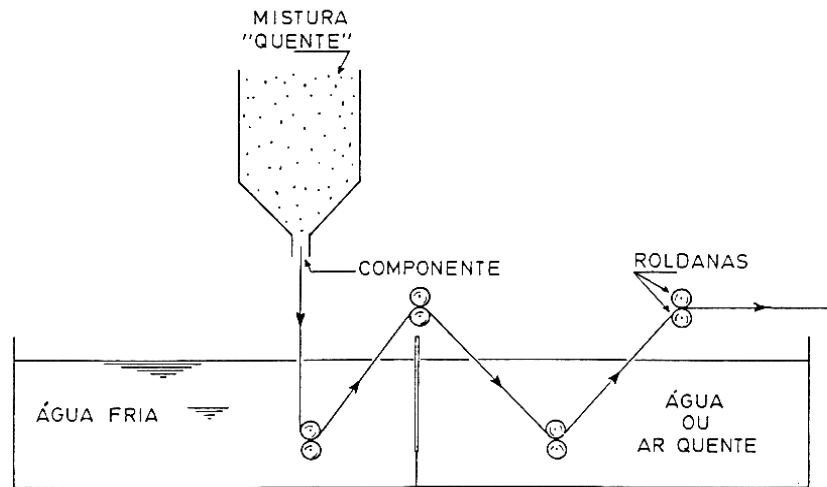


Figura 1.8 - Estiramento dos componentes básicos dos geossintéticos [Lopes, 1998].

1.4.2. GEOTÊXTEIS TECIDOS E NÃO TECIDOS

Os geotêxteis tecidos são compostos por dois conjuntos, habitualmente perpendiculares, de componentes paralelos entrelaçados, formando uma estrutura planar, com poucos milímetros de espessura e uma distribuição de poros relativamente regular (Figuras 1.2a e 1.2b). Os geotêxteis deste tipo são fabricados segundo os princípios de tecelagem tradicionais, embora recorrendo a teares cada vez mais versáteis e sofisticados (Figura 1.9). Os componentes basicamente utilizados no fabrico de geotêxteis tecidos são o monofilamento, o multifilamento, ou uma combinação dos dois. No entanto, ultimamente, tem-se tornado comum o fabrico destes materiais com tiras. A espessura dos geotêxteis tecidos fabricados a partir de mono e multifilamentos varia entre 1mm e 2mm. Nos geotêxteis tecidos obtidos a partir de tiras, a espessura é habitualmente inferior a 0,5mm.

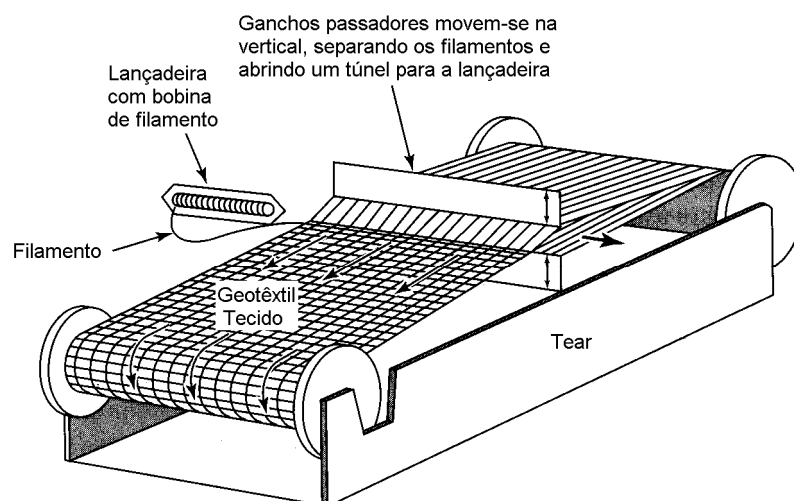


Figura 1.9 – Processo de fabrico de geotêxteis tecidos [adaptado de Koerner, 1999].

Por sua vez, os geotêxteis não tecidos são fabricados dispondo os componentes aleatoriamente numa trama solta, ligeiramente mais espessa do que o produto final. Os componentes são posteriormente

ligados, obtendo-se uma estrutura planar com uma distribuição aleatória de poros (Figuras 1.2c e 1.2d). Os processos de ligação entre os componentes mais usuais são mecânicos, térmicos ou químicos.

A ligação mecânica é conseguida fazendo passar a trama solta sob milhares de agulhas (Figura 1.10) que penetram completamente na trama, arrastando consigo alguns dos filamentos e entrelaçando-os uns nos outros. Obtêm-se então os geotêxteis não tecidos agulhados, cuja espessura varia entre 0,5mm e 5mm.

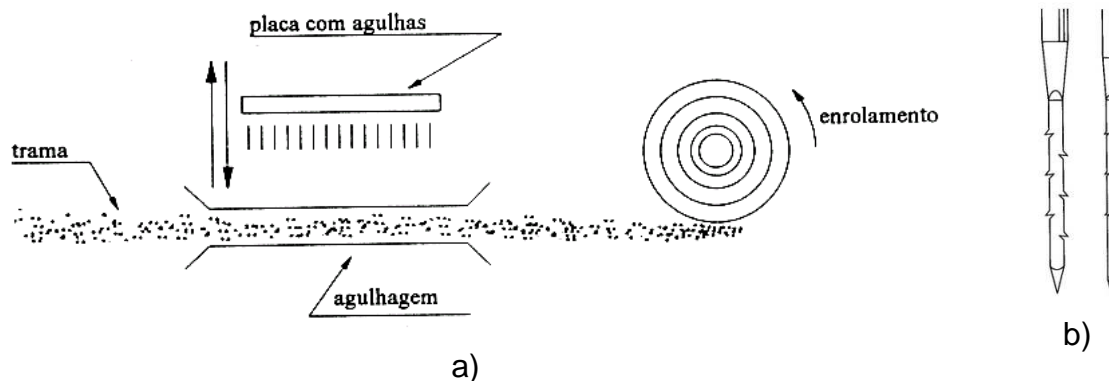


Figura 1.10 – Ligação mecânica por agulhagem de geotêxteis não tecidos: a) esquema geral; b) pormenor das agulhas utilizadas [adaptado de Koerner, 1999].

A ligação térmica é conseguida por aquecimento. A fusão parcial dos componentes, constituídos por mais do que um tipo de polímero com pontos de fusão diferentes, permite a sua ligação nos pontos de contacto, obtendo-se assim os chamados geotêxteis não tecidos termoligados, cuja espessura varia entre 0,5mm e 1mm [Lopes, 1998].

A ligação química é conseguida através da pulverização ou impregnação da trama com um ligante químico, como por exemplo uma resina sintética. Posteriormente, na maior parte dos casos, é necessária uma secagem com ar forçado para restabelecer a porosidade do geotêxtil. Neste caso, os produtos obtidos designam-se por geotêxteis não tecidos quimicamente ligados e a sua espessura varia entre 0,5mm e 3mm. Muitas vezes, a ligação química segue-se ao processo de agulhagem com vista ao melhoramento da ligação entre os componentes.

1.4.3. GEOGRELHAS

As geogrelhas são geossintéticos muito abertos com uma configuração do tipo grelha, em que a área das aberturas é superior à área das barras que a constituem. Podem ser fabricadas por ligação dos pontos de intersecção de barras perpendiculares de polímero (ligações por laser, tecidas, fundidas, etc.) ou por perfuração, seguida ou não de estiramento, de uma folha de polímero (geogrelhas de ligações integrais) (Figura 1.11).

Neste último processo de fabrico das geogrelhas, a folha de polímero é, em primeiro lugar, perfurada regularmente. Em seguida, a folha perfurada é aquecida e estirada numa máquina direccionada. Os orifícios alongam-se ao mesmo tempo que as moléculas do polímero se orientam na direcção da distensão (Figura 1.12). Embora o grau de orientação seja variável ao longo do comprimento da geogrelha, o efeito global é o de aumento da rigidez e da resistência à tracção. Caso o processo de fabrico termine nesta fase, obtém-se uma geogrelha orientada uniaxialmente. Porém, se a grelha for de novo aquecida e estirada agora na direcção transversal, obtém-se uma geogrelha orientada biaxialmente.

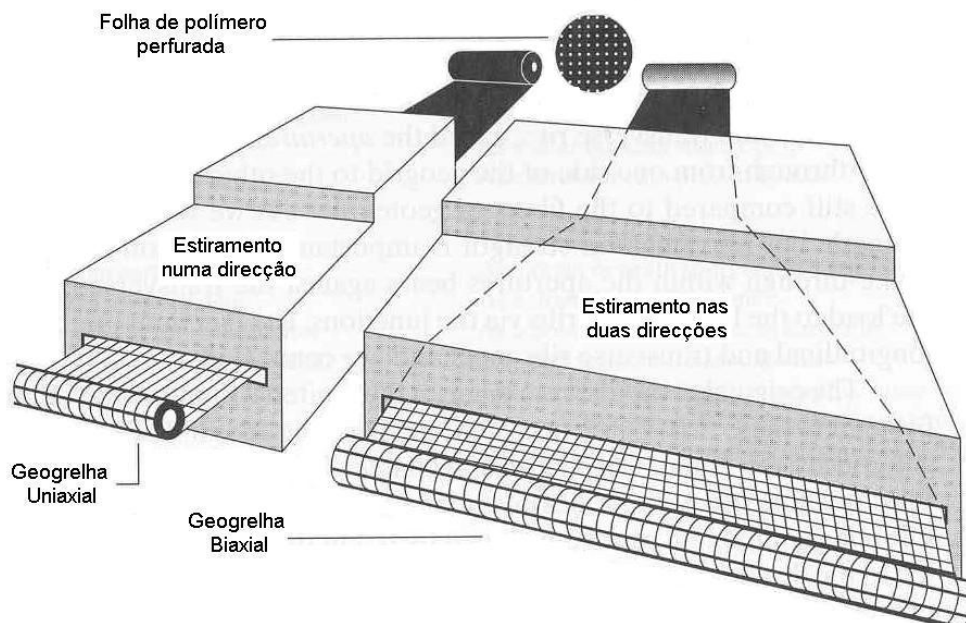


Figura 1.11 – Processo de fabrico de geogrelhas por perfuração seguida de estiramento [adaptado de Koerner, 1999].

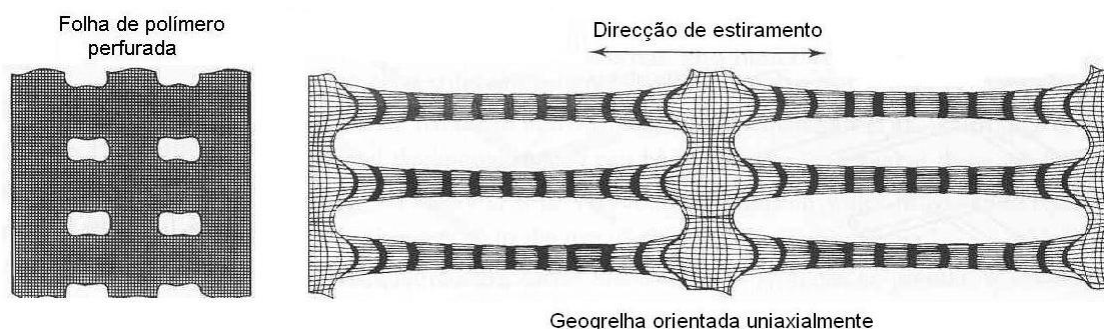


Figura 1.12 – Geogrelha uniaxial obtida por estiramento após perfuração [adaptado de Jewell, 1996].

1.4.4. GEOMEMBRANAS

As geomembranas podem ser fabricadas, após a mistura do componente básico com os aditivos, pelos seguintes processos: extrusão, calandragem ou espalhamento superficial.

O processo de extrusão conduz ao fabrico das geomembranas mais simples, isto é, de uma só camada e não reforçadas, com espessuras entre 0,13mm e 5,10mm e larguras entre 0,90m e 5,20m (10,40m através de soldadura em fábrica). Este tipo de geomembranas pode ser aplicado sem sujeição a qualquer outra operação adicional, no entanto, muitas vezes, o material é introduzido num sistema de cilindros de rotação contrária com o objectivo de uniformizar a superfície e aumentar as propriedades mecânicas da geomembrana.

O processo de calandragem (Figura 1.13a) permite o fabrico de geomembranas de multicamadas, que pode ser levado a cabo laminando várias camadas em conjunto. As geomembranas deste tipo podem ser reforçadas ou não reforçadas. Nas geomembranas reforçadas introduz-se, entre as camadas de geomembrana, um geotêxtil, vulgarmente em poliéster ou poliamida, devendo a adesão entre os diferentes materiais ser efectiva (Figura 1.13b). A inclusão do geotêxtil melhora as propriedades mecânicas do material compósito, não reforçando contudo o solo sobre o qual a geomembrana está colocada.

O processo de espalhamento superficial é o mais recente, recorrendo-se a um geotêxtil não tecido agulhado sobre o qual se verte e espalha, até à espessura pretendida, o polímero em fusão. Geralmente, a adesão entre camadas é boa.

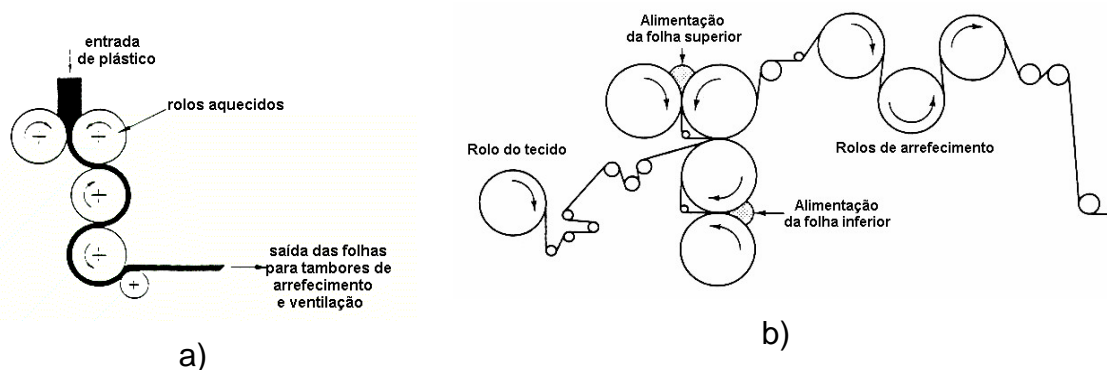


Figura 1.13 – Processo de fabrico de geomembranas: a) sistema de cilindros de rotação contrária – calandragem; b) processo de fabrico de geomembranas multicamadas [adaptado de Lopes, 1998].

1.4.5. GEOTAPETES

Os geotapetes, que têm geralmente uma espessura entre 10mm e 20mm, são utilizados principalmente em aplicações de controlo de erosão de taludes. Está disponível no mercado uma grande variedade destes produtos, resultante dos vários processos de fabrico utilizados.

Na sua maioria, os geotapetes são fabricados a partir de monofilamentos semi-rígidos de diâmetro inferior a 1mm, que são posteriormente ligados termicamente, formando uma estrutura final aberta com disposição mais ou menos regular dos poros. Nalguns casos, é ainda incorporada uma geogrelha nesta estrutura, com o objectivo de aumentar a resistência à tracção do tapete e, conseqüentemente, melhorar o seu desempenho.

Em alternativa, é bastante utilizado um outro processo de fabrico de geotapetes, que consiste em ligar termicamente, em pontos regularmente espaçados, duas ou mais redes ou geogrelhas, constituindo uma estrutura tridimensional.

Existem ainda geotapetes biodegradáveis, fabricados com fibras naturais, bem como vários geocompósitos. Dentro destes, destacam-se as associações de geotêxteis, geogrelhas ou materiais granulares com ligante betuminoso aos geotapetes tradicionais.

1.5. PROPRIEDADES DOS GEOSINTÉTICOS

Para poder desempenhar eficazmente a função para a qual foi escolhido, um geossintético deve apresentar um conjunto adequado de propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas. A definição desse conjunto de propriedades deve considerar principalmente a funcionalidade do geossintético ao longo do período de vida útil da obra, não esquecendo, contudo, as acções a que irá estar sujeito durante as operações de manuseamento, armazenagem e colocação em obra.

Dado que o campo de aplicação dos geossintéticos é muito amplo e que a sua utilização como alternativa aos materiais tradicionais tem aumentado muito rapidamente, a escolha dos métodos de ensaio para os caracterizar ou para simular o seu comportamento é, por vezes, difícil.

A necessidade de controlo das propriedades dos geossintéticos levou a que muitos países e alguns organismos internacionais desenvolvessem normas de ensaio próprias para estes materiais. No entanto, sendo o comportamento dos geossintéticos muito dependente das condições de ensaio (dimensões do

provete, temperatura e humidade ambiente, velocidade do ensaio, entre outras), os resultados dos ensaios realizados segundo normas diferentes para a definição de uma mesma propriedade não são comparáveis. Esta situação pode gerar alguma confusão e arbitrariedade no uso dos geossintéticos, uma vez que o mesmo material é susceptível de apresentar valores muito diferentes para uma dada propriedade.

Uma vez que a heterogeneidade normativa atrás referida em nada beneficia o alargamento do uso de geossintéticos, a Comissão Europeia de Normalização (CEN) criou, no domínio destes materiais, as Comissões Técnicas (TC) TC 189 e JWG TC 189/TC 254, que desde então se têm vindo a ocupar, por um lado, da elaboração das normas Europeias de ensaio de geossintéticos e, por outro, da definição de especificações com vista ao dimensionamento destes materiais.

Nesta secção serão referidas, de forma não exaustiva, algumas das propriedades mais importantes dos geossintéticos. Para além disto, será ainda apresentado um resumo sobre o actual estado da normalização aplicável aos ensaios de geossintéticos na Europa.

1.5.1. PROPRIEDADES FÍSICAS

As principais propriedades físicas dos geossintéticos são a massa por unidade de área, a densidade relativa dos polímeros de que são constituídos e a espessura.

Massa por unidade de área (gramagem) – A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético, podendo ser usada para identificação de um produto. Para um dado tipo de polímero e de processo de fabrico, a gramagem pode ser directamente relacionada com as propriedades mecânicas. Esta grandeza exprime-se em g/m^2 .

Densidade relativa dos polímeros – Esta grandeza adimensional é definida como a razão entre o peso volúmico dos elementos que constituem o geossintético e o peso volúmico da água a 4°C . É um indicador do tipo de polímero e, como tal, pode ser usado para identificação e controlo de qualidade. Permite avaliar se o geossintético flutua, o que pode ser importante nalgumas aplicações.

Espessura – A espessura, expressa em mm, é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior de um geossintético, medida para uma dada pressão. A espessura nominal é obtida com uma pressão de 2kPa. As relações entre a espessura e a pressão permitem avaliar a compressibilidade dos geossintéticos. A espessura destes materiais tem influência directa no seu comportamento mecânico e hidráulico.

1.5.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

Durante o seu tempo de vida, um geossintético pode ser sujeito a variadas acções mecânicas, quer estáticas quer dinâmicas, como por exemplo esforços de tracção e compressão, de punçoamento e de rasgamento. As respostas destes materiais às solicitações em causa dependem das suas propriedades mecânicas, de entre as quais se salientam o comportamento à tracção, a resistência ao punçoamento e ao rasgamento e o atrito nas interfaces.

Comportamento à tracção – Esta propriedade dos geossintéticos depende de factores como o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros. De forma simplificada, a deformação total de um geossintético é composta por duas parcelas: uma relativa à deformação dos componentes (mais significativa em geogrelhas e geotêxteis tecidos) e outra relativa à deformação estrutural (mais importante em geotêxteis não tecidos). A resposta dos geossintéticos quando sujeitos a tracção é usualmente caracterizada pela curva que relaciona a força por unidade de largura (expressa em kN/m) com as elongações (expressas em percentagem). A partir desta curva, é

possível obter a resistência à tracção (força por unidade de largura na rotura), a alongação na rotura e o módulo de rigidez (razão entre a força por unidade de largura e a alongação correspondente).

Resistência ao punçoamento – Os geossintéticos estão vulgarmente sujeitos a acções de punçoamento, quer durante quer após a sua colocação em obra. Assim sendo, pode surgir uma descontinuidade no material, provocada por um dos três mecanismos seguintes: perfuração (golpe), punçoamento (efeito de compressão) e rebentamento. A resistência ao punçoamento é definida com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica e, consoante o mecanismo que lhe dá origem, a resistência ao punçoamento pode ser quantificada por um comprimento, uma força ou uma pressão.

Resistência ao rasgamento – Define-se rasgamento como a rotura progressiva resultante de duas acções: uma localizada, do tipo “perfuração”, e outra distribuída, do tipo “tracção”. A força de rasgamento, expressa em kN, mede a resistência dos geossintéticos à propagação de rasgões locais.

Atrito nas interfaces – Dado que a transferência de tensões do solo para os geossintéticos é feita através da interacção entre eles, esta é uma das propriedades mais importantes quando estes materiais actuam como reforço. A caracterização dessa interacção é feita com base na resistência ao corte da interface solo-geossintético, sendo geralmente expressa em kN/m² e podendo ser representada por uma lei idêntica à lei de Mohr – Coulomb, ou seja, por uma adesão e por um ângulo de atrito.

A resistência ao corte da interface resulta da mobilização de atrito lateral entre o solo e o geossintético e da mobilização de impulso passivo nos seus elementos transversais, caso a dimensão das suas aberturas seja superior à dos grãos de solo (como no caso das geogrelhas). Como se compreende, a resistência ao corte da interface solo-geossintético será sempre menor ou igual à do solo, dependendo de factores como a rugosidade do geossintético e da granulometria do solo, entre outros.

Uma vez que a resistência ao corte de vários tipos de interfaces e para baixas tensões de confinamento, é o tema central do estudo que se pretende elaborar, no capítulo seguinte será feita uma discussão pormenorizada sobre este assunto.

1.5.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

As principais propriedades hidráulicas dos geossintéticos são a distribuição e dimensão das aberturas e as permeabilidades normal e ao longo do seu plano (esta última definida através do conceito de transmissividade). Podem ainda ser referidas outras propriedades, tais como a permeabilidade ao ar e a capacidade de filtragem de solos. É ainda de referir que as propriedades hidráulicas de um geossintético são mais influenciadas pelo processo de fabrico do que pelo tipo de polímero.

Distribuição e dimensão das aberturas – No caso das geogrelhas, as aberturas são uniformes, bastando medir o tamanho de uma delas para determinar a dimensão das aberturas do material. Porém, no caso dos geotêxteis, verifica-se que as suas aberturas não possuem um único tamanho, mas sim um intervalo de tamanhos. Assim sendo, a representação desse intervalo faz-se de forma análoga à utilizada para representar a granulometria de um solo e designa-se por porometria. A dimensão equivalente de abertura, O_n (em geral n tem o valor de 90%) representa a dimensão que é maior do que $n\%$ das aberturas do geossintético. Em geral, o diâmetro das aberturas é expresso em mm ou em μm .

Permeabilidade normal – A permeabilidade perpendicular ao plano do geotêxtil (k_n) é expressa em m/s. A permeabilidade normal depende da distribuição e dimensão das aberturas.

Transmissividade – A transmissividade, θ , define-se como o produto entre a condutividade hidráulica no plano do geossintético numa determinada direcção, k_p , e a espessura do mesmo, t .

$$\theta = \kappa_p \cdot t \quad (1.1)$$

A transmissividade, geralmente expressa em m^2/s , caracteriza as condições de escoamento no plano do geossintético, sendo dependente da espessura (e portanto, das pressões aplicadas ao material) e da distribuição e dimensão das aberturas. O caudal conduzido no plano do geossintético, sob uma dada carga hidráulica, é proporcional à transmissividade hidráulica do mesmo.

1.5.4. DURABILIDADE

Brown e Greenwood [2002], referindo-se a plásticos em geral, afirmam que a durabilidade cobre todos os aspectos referentes a alterações irreversíveis nas propriedades dos materiais em estudo decorrentes da sua utilização e do tempo, incluindo todos os agentes ambientais que contribuem para a degradação, bem como todos os aspectos relativos a acções mecânicas [Pinho Lopes, 2005].

O problema básico envolvendo a questão da durabilidade consiste na determinação do espaço de tempo durante o qual um geossintético terá a capacidade de manter as propriedades que lhe são exigidas dentro dos valores mínimos requeridos, num dado meio-ambiente.

Apesar das vantagens económicas associadas ao emprego de geossintéticos em obras geotécnicas, a utilização destes materiais é ainda limitada por dúvidas relativas à questão da permanência das características dos geossintéticos ao longo do tempo. A alteração das características dos geossintéticos pode resultar de:

- deterioração durante as operações de transporte, manuseamento, armazenamento e colocação em obra;
- acção interna (evolução da matéria prima);
- acção externa, que pode ser mecânica (fluência e relaxação), física, química ou bacteriológica.

Os danos causados pelas operações de instalação podem ser controlados com relativa facilidade através da realização de ensaios durante as diversas fases de execução.

Em relação ao envelhecimento causado por acções internas, é de referir que os polímeros sintéticos, devido ao seu processo de fabrico, têm alterações estruturais que podem, com o decorrer do tempo, conduzir a alterações (por exemplo, cristalizações) sem que tal indique, à partida, a degradação do geossintético.

No que se refere às acções externas, em particular às acções mecânicas, é de notar que a fluência e a relaxação são determinantes no comportamento dos geossintéticos a longo prazo.

A fluência é um fenómeno que conduz ao aumento de deformação sob tensão constante. Isto acontece porque os polímeros que constituem os geossintéticos exibem comportamento elasto-viscoplástico, dependente do tempo, carga e temperatura, sob tensão constante. A fluência de um geossintético depende essencialmente do tipo de polímero, tendo o processo de fabrico e, conseqüentemente, a estrutura uma influência bastante reduzida.

A rotura por relaxação dá-se por acção de solicitações alternadas como, por exemplo, o tráfego numa via de circulação. Contrariamente ao que se passa em relação à fluência, sabe-se que a estrutura do geossintético é mais sensível à relaxação do que o próprio polímero.

Uma das grandes preocupações em termos de comportamento a longo prazo diz respeito à possibilidade de colmatação dos geossintéticos, o que pode comprometer as suas propriedades hidráulicas. Este fenómeno é provocado pelas partículas de solo que migram para o geossintético, ocupando as suas aberturas e impedindo o fluxo de fluídos. A colmatação pode ocorrer por acção de fenómenos físicos, químicos e biológicos.

Dentro da degradação dos geossintéticos provocada por agentes físico-químicos podem-se destacar: a degradação fotoquímica e térmica, em regra provocada pelas condições atmosféricas; e a degradação química e bacteriológica, resultante, por norma, do contacto com o solo envolvente.

Degradação fotoquímica – A gama de comprimentos de onda a que pertence a radiação ultravioleta do espectro solar que atinge a superfície terrestre possui energia suficiente para quebrar a maior parte das ligações químicas presentes nas macromoléculas dos polímeros. A intensidade e a duração destas radiações são os factores preponderantes da degradação fotoquímica do polímero, embora as acções do oxigénio, da humidade e das temperaturas elevadas facilitem essa degradação. Assim sendo, deve evitar-se a exposição dos geossintéticos à luz solar, envolvendo-os com revestimentos opacos e armazenando-os em estaleiro ao abrigo da luz, até se proceder à sua aplicação, que deve ser tão rápida quanto possível.

Degradação térmica – Uma vez que o aumento da temperatura acelera as reacções químicas, a degradação de um polímero, sendo um fenómeno essencialmente químico, é favorecida por esse aumento. Na presença de oxigénio, ocorre a acção conjugada da temperatura e do oxigénio, desenvolvendo-se a degradação termo-oxidativa. A intensidade deste tipo de degradação depende, naturalmente, da concentração de oxigénio em contacto com o polímero, sendo por isso menor quando este está submerso em água.

Degradação química – A degradação química pode ser provocada pela acção do oxigénio, dos iões metálicos, dos ácidos, das bases e solventes e da água. Estes factores são responsáveis por profundas alterações nas cadeias moleculares constituintes dos polímeros, que incluem quebra de ligações químicas e consequente diminuição do comprimento das cadeias moleculares, alteração química das cadeias, formação de espécies quimicamente activas e incorporação de iões estranhos nas cadeias, entre outras. A perda de propriedades mecânicas de um polímero, resultante deste tipo de degradação, depende da sua natureza química. Assim sendo, torna-se necessário juntar aos polímeros de base alguns aditivos que impeçam o desenvolvimento dos processos de degradação atrás referidos, tais como estabilizantes térmicos, anti-UV e anti-oxidantes.

Degradação biológica – Os plásticos podem degradar-se biologicamente por acção de microorganismos presentes nos maciços terrosos. Estes microorganismos podem actuar directamente sobre os polímeros de base dos plásticos, desenvolver a sua acção destrutiva sobre determinados aditivos presentes na composição dos geossintéticos, ou ainda favorecer o desenvolvimento de produtos agressivos para os materiais plásticos. Os estudos realizados até ao momento apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos, uma vez que os microorganismos apenas consomem as fracções poliméricas de muito baixo peso molecular. As geogrelhas, por serem produzidas com materiais mais grosseiros aos quais é adicionada uma significativa quantidade de carbono, possuem melhores características de durabilidade do que os geotêxteis convencionais.

ADITIVOS

O problema da durabilidade é afectado por vários agentes como referido anteriormente. Aos cuidados necessários a ter em fase de obra (método preventivo e muito importante), existe um outro método que actua directamente na estrutura do polímero, a aplicação de aditivos.

Os aditivos são aplicados na fase de fabrico dos termoplásticos, cujo objectivo é melhorar as propriedades físicas e químicas do produto final, aumentando a sua resistência ás adversidades da sua aplicação em obra.

Os estabilizantes térmicos, os anti – UV e os anti – oxidantes são os aditivos mais vulgarmente utilizados para melhorar a resistência à degradação dos termoplásticos. A natureza dos estabilizantes depende do tipo de polímero base [Pinho Lopes, 2005].

No Quadro 1.2 apresenta-se os aditivos que mais comumente são aplicados em fase de processamento dos geossintéticos para melhorar as características físicas e químicas destes.

Existem ainda outros tipos de aditivos, tais como enchimentos e elementos de reforço, plastificantes, colorantes e aditivos que visam melhorar a trabalhabilidade e desempenho dos plásticos.

Os enchimentos são utilizados para obter determinadas propriedades físicas ou químicas, mas também para tornar o produto final mais barato [Ram, 1997]. No caso de se pretender tornar o material mais rígido e mais resistente é utilizada a designação de elemento de reforço. A ligação entre os enchimentos ou elementos de reforço e a matriz do polímero é fundamental.

Quadro 1.2 – Aditivos mais comuns e suas funções.

Estabilizantes térmicos	<ul style="list-style-type: none"> - Permitem evitar a decomposição térmica prematura dos polímeros, quando submetidos a condições de temperatura elevada, principalmente em fase de fabrico (decomposição para temperaturas entre 250 e 300°C); - Os estabilizantes térmicos actuam directamente eliminando a decomposição química (Ram, 1997), através de um mecanismo em que o aditivo se combina com os produtos da decomposição, de forma a parar as reacções em cadeia.
Anti-oxidantes	<ul style="list-style-type: none"> - Evita a degradação dos termoplásticos por oxidação, devido à elevada presença de oxigénio no ambiente. - Eliminar a oxidação, quer durante a fase de processamento do material, quer durante o seu tempo de vida.
Anti-UV	<ul style="list-style-type: none"> - Também designados por agentes de absorção da radiação ultravioleta (UV) são essenciais para a protecção dos geossintéticos relativamente aos agentes ambientais e atmosféricos. - Alguns dos agentes antioxidantes contribuem para a estabilização às radiações ultravioletas. No entanto, é também necessário actuar directamente sobre a fonte de radiação, por exemplo, através da introdução de pigmentos que reflectem a radiação. - Estes estabilizantes actuam também reduzindo a propagação do mecanismo de foto-oxidação nas cadeias moleculares, permitindo estabilizar alguns polímeros, nomeadamente poliolefinas, em relação às radiações ultravioletas.

Nos plásticos são incorporados os plastificantes que melhoram a trabalhabilidade dos polímeros. Os aditivos utilizados para melhorar a trabalhabilidade e desempenho dos plásticos referem-se normalmente à fase de fabrico, diminuindo o atrito entre partículas do polímero e também com as paredes do equipamento de fabrico. Este tipo de aditivos é muito utilizado para melhorar as características do PVC.

Podemos ainda adicionar durante a fase de processamento os colorantes, que na sua maioria não são sóluveis nos polímeros, dando origem a um produto final colorido e opaco. Estes têm que ser estáveis, quer durante a fase de processamento, quer durante a utilização do material. O negro de carbono é um

dos colorantes pretos mais comuns, já que possui propriedades adicionais, tais como resistência aos agentes ambientais e reforço.

Por último, são referidos no Quadro 1.3 os principais aditivos utilizados no processamento de alguns dos termoplásticos mais comuns na manufactura de geossintéticos.

Quadro 1.3 – Aditivos aplicáveis nos polímeros base.

Polímeros Base	Aditivos
Polipropilenos - Muito susceptíveis à oxidação	<p>- aconselhável a junção de aditivos que os protejam contra este tipo de degradação.</p> <p>(Correntemente são também adicionados ao polímero base aditivos com o objectivo de aumentar a estabilidade térmica, a resistência às radiações ultravioletas, às propriedades anti-estáticas e a resistência debaixo de água.)</p>
As propriedades físicas polietileno	<p>- melhoradas à custa da junção de aditivos que aumentem a estabilidade térmica, as propriedades anti-estáticas, a resistência à oxidação e às radiações ultravioletas. A adição de uma pequena quantidade de negro de carbono (cerca de 2%) pode aumentar a resistência às radiações ultravioletas cerca de 30 vezes.</p>
Poliésteres	<p>- os aditivos mais usados são: catalisadores para aumento da velocidade de polimerização; compostos fosfatados para redução da degradação térmica no estado de fusão durante a produção do polímero; inibidores de envelhecimento (incluindo o negro de carbono) para aumento da resistência às radiações ultravioletas.</p>
Poliamidas	<p>- Propriedades como o processo de produção são influenciados pela utilização de vários aditivos. Entre estes destacam-se: estabilizadores de viscosidade para controlo do grau de polimerização durante o processo de fabrico; inibidores de envelhecimento para protecção contra a degradação resultante da exposição à luz ou por termo-oxidação.</p>

1.5.5. NORMALIZAÇÃO APLICÁVEL AOS ENSAIOS DE GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos são, geralmente, ensaiados pelo fabricante, para controlo da produção, e pelo utilizador, com dois objectivos:

- Seleccionar um determinado produto para uma dada aplicação (ensaios de qualificação);
- Identificar e controlar a qualidade dos produtos seleccionados (ensaios de recepção, identificação e controlo de qualidade).

Os ensaios de qualificação, que pretendem definir o comportamento do sistema solo – geossintético para níveis de tensão e condições ambientais idênticas às que previsivelmente ocorrerão na obra a construir, são normalmente mais longos, caros e complexos que os ensaios de identificação. Estes últimos têm por objectivo identificar o produto seleccionado e verificar se, após as operações de transporte, manuseamento e armazenamento, os valores das propriedades relevantes estão de acordo com os limites estabelecidos nas especificações de qualidade do material.

Os Quadros 1.4 a 1.8 resumem as normas de ensaio de geossintéticos aplicáveis no espaço comunitário.

Quadro 1.4 – Normas CEN referentes às exigências para os geossintéticos com vista à marcação CE [Pinto *et al*, 2007].

Número	Nome
NP EN 13249	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização na construção de estradas e outras zonas de tráfego (excluindo vias férreas e pavimentos betuminosos) (aguarda publicação)
NP EN 13250: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização na construção de vias-ferreas
NP EN 13251: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em obras de terraplanagem, fundações e estruturas de suporte
NP EN 13252: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em sistemas de drenagem
NP EN 13253: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em obras para controlo da erosão (protecção costeira e revestimento de margens)
NP EN 13254: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização na construção de reservatórios e barragens
NP EN 13255: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização na construção de canais
NP EN 13256: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização na construção de túneis e estruturas subterrâneas
NP EN 13257: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em depósitos de resíduos sólidos
NP EN 13265: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Características requeridas para a utilização em projectos de depósitos de resíduos líquidos
NP EN 13361: 2006	Barreiras Geossintéticas – Características requeridas para a utilização na construção de reservatórios e barragens
NP EN 13362	Barreiras Geossintéticas – Características requeridas para a utilização na construção de canais (aguarda publicação)
NP EN 13491: 2006	Barreiras Geossintéticas – Características requeridas para a utilização como barreira aos líquidos na construção de túneis e estruturas subterrâneas
NP EN 13492	Barreiras Geossintéticas – Características requeridas para a utilização na construção de estruturas de deposição de resíduos líquidos, estações de transferência ou confinamento secundário (aguarda publicação)
NP EN 13493	Barreiras Geossintéticas – Características requeridas para a utilização na construção de estruturas de armazenamento e de deposição de resíduos sólidos (aguarda publicação)
NP CEN TR 15019	Geotêxteis e produtos relacionados – Controlo de qualidade em obra (aguarda publicação)
pr EN 15381	Geotextiles and geotextile-related products – Requirements for use in pavements and asphalt overlays
pr EN 15382	Geosynthetic Barriers – Characteristics required for use in transportation infrastructure

Quadro 1.5 – Normas CEN de terminologia, identificação e amostragem dos geossintéticos [Pinto *et al*, 2007].

Número	Nome
NP EN ISO 9862:2007	Geossintéticos – Amostragem e preparação de provetes para ensaio (aguarda publicação)
NP EN ISO 9863-1	Geossintéticos – Determinação da espessura a pressões especificadas – Parte 1: camadas simples (aguarda publicação)
NP EN ISO 9864:2006	Geossintéticos – Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados
EN ISO 9863-2:1996	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of thickness at specified pressures – Part 2: Procedure for determination of thickness of single layers of multilayer products
NP EN ISO 10318	Geossintéticos – Termos e definições (aguarda publicação)
NP EN ISO 10320: 2003	Geotêxteis e produtos relacionados – Identificação em obra
NP EN 14196	Geossintéticos – Métodos de ensaio para medir a massa por unidade de área das barreiras geossintéticas argilosas (aguarda publicação)

Quadro 1.6 – Normas CEN para ensaios mecânicos de geossintéticos [Pinto *et al*, 2007].

Número	Nome
NP EN ISO 10319:2005	Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas
EN ISO 10321: 1995	Geotextiles – Tensile test for joints/seams by wide-width method
ENV 10722-1: 1997	Geotextiles and geotextile-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular materials
NP EN ISO 12236: 2003	Geotêxteis e produtos relacionados – Ensaio de punçoamento estático (ensaio CBR)
NP EN ISO 12957-1: 2007	Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de corte directo
NP EN ISO 12957-2: 2007	Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 2: Ensaio em plano inclinado
EN ISO 13426-1: 2002	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of the strength of internal structural junctions – Part 1: Geocells
EN ISO 13426-2: 2005	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of the strength of internal structural junctions – Part 1: Geocomposites
NP EN ISO 13427	Geotêxteis e produtos relacionados – Simulação do dano por abrasão (ensaio do bloco deslizante) (aguarda publicação)
NP EN ISO 13428	Geossintéticos – Determinação da eficácia de protecção de um geossintético contra danos por impacto (aguarda publicação)
EN ISO 13431:1999	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and tensile creep rupture behaviour
EN ISO 13433:2006	Geotextiles and geotextile-related products – Dynamic perforation test (cone drop test)
EN 13719: 2002	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of long term protection efficiency
NP EN 13738	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da resistência ao arranque no solo (aguarda publicação)
EN 14574	Geosynthetics – Determination of their efficiency in preventing the perforation of geomembranes (pyramid puncture test)
EN ISO 25619-1:2006	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of the compression behaviour – Part 1: compressive creep properties

Quadro 1.7 – Normas CEN para ensaios hidráulicos de geossintéticos [Pinto *et al*, 2007].

Número	Nome
NP EN ISO 11058: 2003	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação das características de permeabilidade à água normal ao plano, sem confinamento
NP EN ISO 12956 :2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da dimensão característica da abertura
NP EN ISO 12958:2005	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da capacidade de escoamento no seu plano
EN 13562: 2000	Geotextiles and geotextile-related products – Determination of resistance to penetration by water (Hydrostatic pressure test)
EN 14150: 2006	Geosynthetic Barriers – Determination of permeability to liquids

Quadro 1.8 – Normas CEN referentes à durabilidade dos geossintéticos [Pinto *et al*, 2007].

Número	Nome
NP EN 12224	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima (aguarda publicação)
NP EN 12225: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo
NP EN 12226: 2005	Geotêxteis e produtos relacionados – Ensaio gerais para a avaliação após ensaios de durabilidade
NP EN 12447: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência à hidrólise na água
NP EN ISO 13437	Geotêxteis e produtos relacionados – Método para a instalação e extracção de amostras no solo e preparação de provetes para ensaios em laboratório (aguarda publicação)
NP EN ISO 13438: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da resistência à oxidação
EN 14030: 2001	Geotextiles and geotextile related-products – Screening test method for determining the resistance to chemical degradation
NP EN 14414	Geossintéticos - Método de ensaio selectivo para a determinação da resistência química para utilização em aterros de resíduos (aguarda publicação)
NP EN 14415	Barreiras Geossintéticas – Método de ensaio para a determinação da resistência à lixiviação (aguarda publicação)
NP CEN TS 14416	Barreiras Geossintéticas – Método de ensaio para a determinação da resistência às raízes (aguarda publicação)
CEN TS 14417: 2005	Geosynthetic Barriers – Determination of resistance to wet/dry cycles
CEN TS 14418: 2005	Geosynthetic Barriers – Determination of resistance to freeze/thaw cycles
NP EN 14575	Barreiras Geossintéticas – Método de ensaio para a determinação da resistência à oxidação (aguarda publicação)
NP EN 14576	Geossintéticos – Método de ensaio para a determinação da resistência das barreiras geossintéticas à fissuração por tensão provocada pelos agentes ambientais (aguarda publicação)
NP ISO TR 13434	Geotêxteis e produtos relacionados – Directrizes sobre durabilidade (aguarda publicação)
NP EN 12224	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da resistência ao envelhecimento devido ao clima (aguarda publicação)
NP EN 12225: 2006	Geotêxteis e produtos relacionados – Método para a determinação da resistência microbiológica através de um ensaio de enterramento no solo

1.6. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

A utilização dos geossintéticos em obras de construção civil tem sido cada vez maior, quer como substitutos de materiais de construção tradicionais, quer como reforço dos materiais naturais. Numa determinada aplicação, um geossintético desempenha, muitas das vezes, várias funções simultaneamente. Só definindo essas funções e procedendo à sua hierarquização é possível definir as características que o material deve possuir para desempenhar adequadamente as funções para que foi escolhido. Por função, entende-se uma acção específica que o produto deve desempenhar para que sejam atingidos os objectivos da sua aplicação, que resulta da combinação de algumas das suas propriedades.

A Comissão Europeia de Normalização (CEN), na norma **NP EN ISO 10318** “Geossintéticos – termos e definições”, destaca sete funções principais (Figura 1.14) que os geossintéticos podem desempenhar:

- Drenagem;
- Filtragem;
- Protecção;
- Reforço;
- Separação;

- Controlo de erosão superficial;
- Barreira de fluídos.

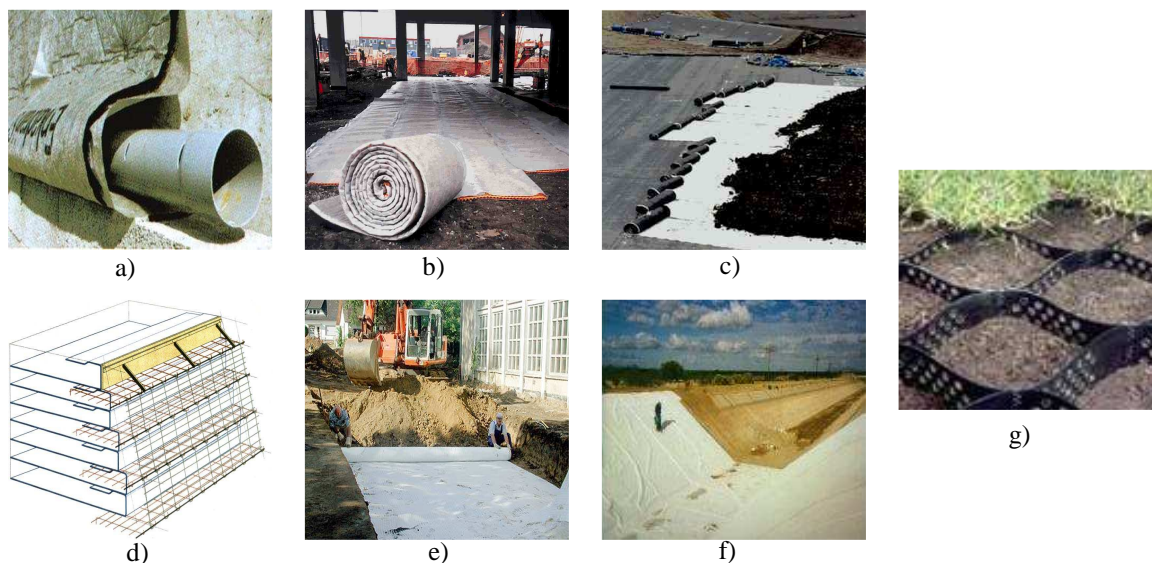


Figura 1.14 – Funções dos geossintéticos: a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) barreira de fluídos; g) controlo de erosão superficial.

Nas secções seguintes é feita uma descrição sumária de cada uma das funções referidas, sendo no entanto dado maior destaque à função de reforço, por ser essa a mais importante no âmbito da realização deste trabalho.

1.6.1. DRENAGEM

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de drenagem consiste em recolher e transportar águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geotêxtil ou de um produto relacionado. Assim, as exigências fundamentais são as de assegurar a evacuação da água ou gás no plano do geossintético com uma pequena perda de carga, o que se consegue garantido que este apresente espessura e compressibilidade adequadas e que a dimensão das aberturas seja tal que impeça a passagem das partículas sólidas e o bloqueio ou colmatação.

1.6.2. FILTRAGEM

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de filtragem consiste em reter o solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de fluidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado. Para permitir o fluxo livre do fluido, fazendo simultaneamente a retenção do solo no sentido do fluxo, o material deve ter características hidráulicas e dimensão de aberturas adequadas. Deve ainda exibir a flexibilidade necessária ao bom ajustamento à superfície por ele protegida. A compatibilidade solo – geossintético é muito importante em termos de fluxo a longo prazo, de forma a evitar a colmatação.

1.6.3. PROTECÇÃO

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de protecção consiste em evitar ou limitar a danificação local de um determinado elemento ou material através da utilização de um geotêxtil ou produto relacionado. Desta forma, um geossintético desempenha a função de protecção quando é colocado entre dois materiais, de forma a absorver e distribuir as tensões e deformações transmitidas ao material a ser protegido. O geossintético deve então exibir propriedades mecânicas e espessura adequadas e deve apresentar continuidade.

1.6.4. REFORÇO

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de reforço não é mais que a utilização do comportamento carga – extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou outros materiais de construção. Os geossintéticos, sendo materiais que resistem a esforços de tracção, podem ser utilizados para complementar materiais que não possuam essa capacidade. O reforço de solos funciona como um melhoramento mecânico do solo, permitindo que este suporte esforços de corte superiores aos que suportaria de outra forma.

A função de reforço pode ser exercida em duas situações: quando os geossintéticos exercem acção mecânica de membrana, ou seja, quando são colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre elas; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tracção. Assim, quando os geossintéticos desempenham a função de reforço, as suas propriedades mecânicas são fundamentais, bem como a sua evolução no tempo. Para além disso, é muito importante que a resistência das interfaces solo – reforço seja adequada, pois é através delas que se desenvolvem as interacções necessárias ao funcionamento conjunto da estrutura compósita.

1.6.5. SEPARAÇÃO

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de separação consiste em evitar a mistura entre dois materiais adjacentes, solos e/ou materiais de aterro, pela utilização de um geotêxtil ou produto relacionado. Para exercer esta função, o geossintético necessita de ter características mecânicas e hidráulicas apropriadas aos solos em causa.

1.6.6. CONTROLO DE EROÇÃO SUPERFICIAL

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de controlo da erosão superficial consiste na utilização de um geotêxtil ou produto relacionado para evitar ou limitar os movimentos de solo ou outras partículas na superfície de, por exemplo, um talude.

Assim, os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da acção de agentes atmosféricos, tráfego, etc. Este tipo de função tem vindo a ganhar importância, nomeadamente em aplicações de protecção de taludes e protecção costeira, entre outras.

Esta função pode ser desempenhada de forma provisória ou permanente. Por exemplo, podem ser utilizados geossintéticos biodegradáveis para proteger temporariamente uma estrutura da erosão superficial e promover o crescimento da vegetação, que por sua vez irá assegurar o controlo de erosão após a degradação daqueles.

Como exemplos da aplicação de geossintéticos em sistemas de controlo da erosão superficial, pode referir-se a protecção de taludes face à acção dos agentes meteorológicos e o revestimento de leitos de canais ou lagos para evitar a erosão superficial dos leitos ou margens.

1.6.7. BARREIRA DE FLUIDOS

De acordo com a **NP EN ISO 10318**, a função de barreira de fluidos consiste em utilizar um geossintético para evitar a migração de fluidos. Assim sendo, quando os geossintéticos exercem a função de barreira de fluidos é importante que, durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra, a continuidade do material seja garantida e que sobreviva às diferentes acções a que estará submetido, nomeadamente aos ataques químicos que os fluidos com que contacta possam implicar.

1.7. COLOCAÇÃO DOS GEOSINTÉTICOS EM OBRA

Como já foi referido neste trabalho, as operações de transporte, manuseamento, armazenamento e colocação em obra representam uma fase crítica no período de vida dos geossintéticos, durante a qual estes são submetidos a acções intensas que conduzem à sua degradação. No entanto, se forem respeitados alguns cuidados básicos, a fase de colocação em obra pode terminar com o geossintético praticamente intacto e, conseqüentemente, apto a desempenhar com toda a segurança as funções para as quais foi escolhido.

Os procedimentos de colocação dependem do tipo de aplicação e do tipo de geossintético. Contudo, esses procedimentos devem, genericamente, ter em atenção os seguintes aspectos:

- preparação do terreno;
- colocação e sobreposição dos elementos individuais;
- ligação dos elementos individuais.

A preparação do terreno tem por objectivo evitar que os materiais instalados possam ser rasgados, fortemente comprimidos ou distendidos em zonas localizadas. Assim sendo, devem ser retirados todos os corpos contundentes e, caso seja necessário, deve ser intercalado um solo arenoso para uniformizar a distribuição das tensões transferidas entre os geossintéticos e os terrenos em que estes são colocados.

Quando se aplicam materiais fornecidos em rolos, é necessário ter alguns cuidados nos procedimentos de colocação, sobreposição e ligação. Assim, as faixas devem ser colocadas na direcção dos maiores esforços, realizando-se a sobreposição longitudinal nessa direcção. Caso seja necessária sobreposição transversal, deve ter-se em conta o sentido de lançamento dos materiais de aterro e o sentido de actuação das acções hidrodinâmicas, para evitar que as duas faixas deixem de estar em contacto. A fixação dos bordos com pedras ou ganchos, eventualmente associada ao lançamento imediato do aterro, pode ser aconselhável quando se prevê que, por qualquer motivo, possa ocorrer levantamento das telas.

No caso dos geotêxteis, a ligação entre faixas pode ser efectuada por sobreposição directa, grampeamento, costura ou colagem. A ligação por costura é a mais eficaz, e ao contrário do que acontece com os outros tipos de ligação possíveis para geotêxteis, é aplicável seja qual for a função desempenhada por estes. A costura é efectuada com uma máquina de coser apropriada. A sobreposição neste tipo de ligação varia entre 10cm e 20cm e o fio e ponto utilizados devem garantir a manutenção das propriedades hidráulicas e mecânicas nas zonas de costura.

A ligação entre faixas de geogrelhas pode ser realizada por sobreposição directa, unindo com fio entrançado as barras sobrepostas ou entrelaçando varões ou barras nas aberturas do material sobreposto (ligação com passador). Este último tipo de ligação, embora sendo o mais eficaz, não é de aplicação geral. A ligação com fio entrançado apresenta eficiência adequada à generalidade das geogrelhas, pelo que a sua utilização é mais comum.

A ligação entre faixas de geomembranas é uma operação delicada que deve ser realizada com todo o cuidado, pois dela depende, em elevada percentagem, o exercício eficaz da função de barreira de fluídos. O mecanismo fundamental para unir geomembranas consiste em reorganizar temporariamente a estrutura do polímero nas duas faces opostas que se pretende juntar.

Para proceder a esta reorganização, é necessário fornecer energia à zona a unir, podendo essa energia ser originada por processos químicos ou térmicos. Após este fornecimento energético, que pode envolver a adição de polímero na zona da ligação, a aplicação de pressão e a passagem do tempo resultam na união das duas folhas de geomembrana.

Os tipos de ligações mais comuns, representadas esquematicamente na Figura 1.15, são as seguintes [Koerner, 1999]:

- ligação por extrusão, sendo que a extrusão pode ser colocada sobre a geomembrana superior ou no meio das duas folhas a unir;
- ligação por fusão parcial simples ou dupla das geomembranas a unir, na zona da ligação;
- ligação química, através do uso de solventes líquidos;
- ligação por colagem.

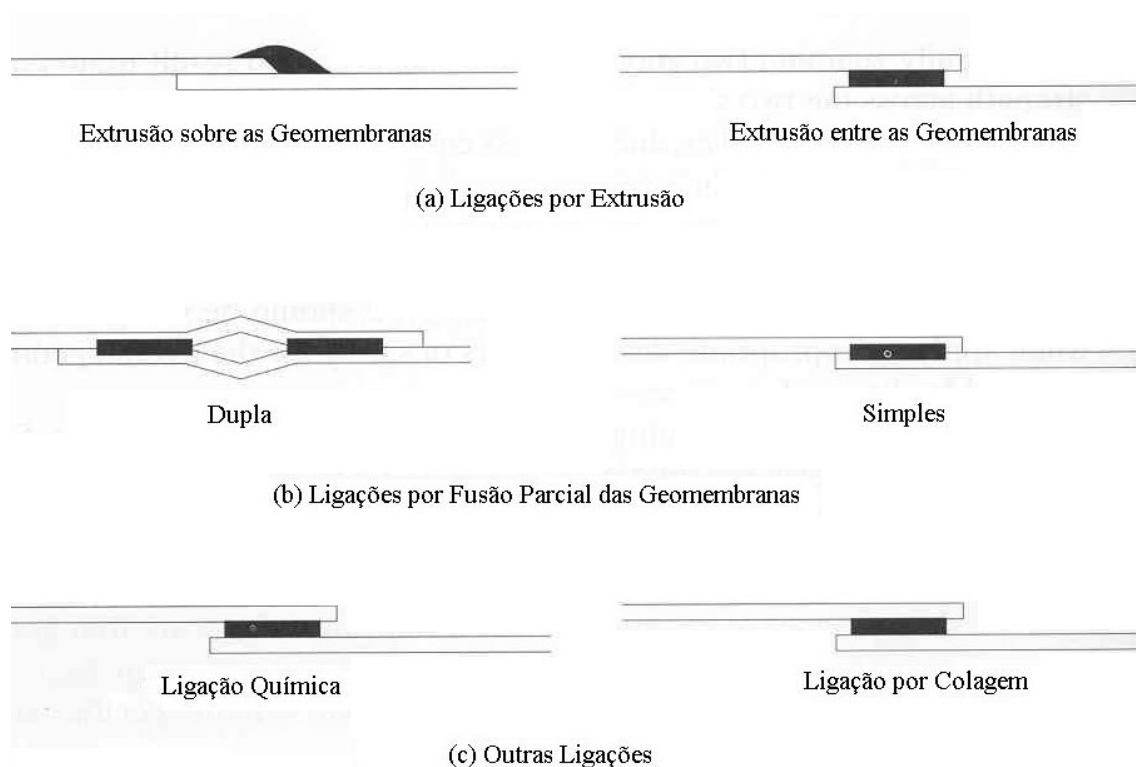


Figura 1.15 – Vários métodos disponíveis para efectuar ligações entre geomembranas [adaptado de Koerner, 1999].

Na Figura 1.16, apresenta-se esquematicamente a geometria corrente das ligações simples e duplas. As ligações duplas apresentam a vantagem de permitir a utilização do espaço entre as duas zonas efectivamente ligadas para avaliar a qualidade da ligação, pressurizando esse mesmo espaço vazio e monitorizando qualquer perda de pressão que possa indicar a existência de fugas.

Refira-se por fim que, sempre que possível, é conveniente cobrir os geossintéticos logo após a sua colocação, para evitar eventuais deslocações das suas posições e para os proteger da acção dos raios solares e de outros agentes atmosféricos.

De um ponto de vista mais técnico, Giroud [1986] acrescenta que as propriedades dos solos são complementadas pelas propriedades dos geossintéticos, pois enquanto que os primeiros podem ser erodidos ou romper devido a tensões de tracção, os geossintéticos permanecem contínuos devido à sua resistência a este tipo de esforços. Por outro lado, as estruturas geotécnicas são de um modo geral flexíveis e estão sujeitas a movimentos diferenciais, sendo os geossintéticos compatíveis com este tipo de comportamento.

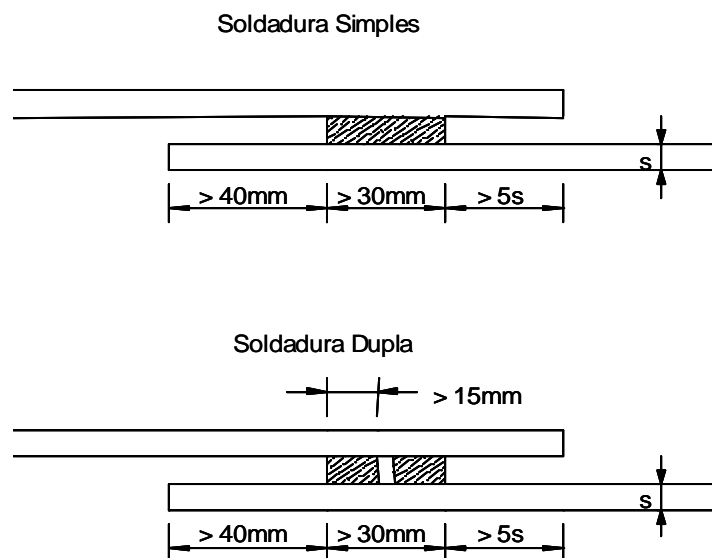


Figura 1.16 – Geometria esquemática das juntas de geomembranas [adaptado de Lopes, 1998].

INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO ENSAIO DE CORTE DIRECTO

2.1. INTRODUÇÃO

A resistência friccional mobilizada entre a superfície de um geossintético e qualquer outra superfície depende, entre outras coisas, das propriedades físicas e mecânicas desse geossintético. No contexto da aplicação de geossintéticos em engenharia civil, o projectista está geralmente interessado na resistência friccional que pode ser mobilizada entre um geossintético e um solo ou entre um geossintético e qualquer outro material de construção, tal como blocos de betão ou até outro geossintético [Ingold, 1994].

Na verdade, é nesta resistência friccional mobilizada nas interfaces entre os diferentes materiais, que se baseia a estabilidade global de aterros reforçados com geossintéticos. Nestas estruturas, os geossintéticos e o solo interagem entre si, transferindo tensões através do atrito mobilizado nas interfaces.

Neste capítulo, começa-se por descrever os fenómenos de interacção solo-geossintético, seguindo-se a quantificação da influência de vários factores nos referidos fenómenos. Posteriormente, descrever-se-á o equipamento de ensaio de corte directo solo-geossintético que foi utilizado no desenvolvimento da parte experimental deste trabalho.

2.2. INTERACÇÃO SOLO – GEOSSINTÉTICO

2.2.1. GENERALIDADES

A interacção solo-geossintético é da maior importância em muitas aplicações destes materiais, nomeadamente em situações em que os geossintéticos actuam como reforço, ou mesmo quando são colocados sobre taludes como constituintes de sistemas de protecção contra a erosão ou de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos. Factores como a geometria do sistema solo-geossintético e o processo construtivo podem influenciar as características da interacção solo-geossintético. Todavia, estas são fortemente determinadas pelo mecanismo de interacção, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (índice de compactidade, forma e dimensão dos grãos, granulometria, teor em água, etc.) e pelas propriedades mecânicas, forma e geometria dos geossintéticos.

Nos parágrafos seguintes, procura-se apresentar resumidamente a problemática da interacção solo-geossintético, seguindo de perto o exposto por Lopes *et al.* [1999].

2.2.2. COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRANULARES

Os solos granulares são muito utilizados nos estudos da interação solo – geossintético, porque em grande parte das aplicações dos geossintéticos os materiais empregues podem ser considerados deste tipo e porque as suas propriedades são determinantes na eficácia da interação solo – geossintético.

A resistência e rigidez dos solos granulares é extremamente dependente do seu índice de compacidade. Os solos densos são mais rígidos e resistentes que os solos soltos, devido ao maior imbricamento dos grãos. Durante o processo de corte, as forças mobilizadas devido ao rearranjo dos grãos são mais elevadas nos solos densos, enquanto que as forças de atrito intergranular são praticamente independentes do índice de compacidade do solo. Quando o processo de corte se inicia, o índice de vazios dos solos densos é inferior ao crítico, induzindo as tensões de corte aumento de volume e de resistência do solo. Para pequenas deformações, a curva tensão-deformação dos solos densos evidencia um pico que depende do aumento de volume e da compacidade relativa inicial. Para grandes deformações, quando o imbricamento dos grãos é anulado, o índice de vazios do solo é igual ao crítico e a resistência do solo é constante e coincidente com a resistência a volume constante.

No início do processo de corte, o índice de vazios dos solos soltos é maior do que o crítico e as tensões de corte induzem reduções de volume. A curva tensão-deformação do solo não evidencia qualquer pico, a resistência máxima do solo é igual à resistência evidenciada pelos solos densos a volume constante e é mobilizada para grandes deformações, quando o índice de vazios do solo iguala o valor crítico.

A tensão de confinamento, a forma dos grãos e a granulometria são outros dos parâmetros que podem influenciar o comportamento dos solos granulares. O aumento da tensão de confinamento leva à redução do índice de vazios crítico do solo, tornando-se o seu comportamento menos dilatante e aproximando-se os valores das resistências de pico e a volume constante. A granulometria e a forma dos grãos influenciam o índice de compacidade do solo, já que arranjos mais soltos ou mais densos são determinados por estes dois parâmetros. Apesar de a dimensão dos grãos não ter um papel determinante no comportamento dos solos granulares, é da maior importância no que se refere à interação solo – geossintético, especialmente quando o geossintético é uma geogrelha.

Por fim, refira-se que as características do comportamento dos solos granulares não se alteram quando estes são reforçados, embora a sua resistência aumente com a presença dos reforços, especialmente quando estes são colocados na direcção das deformações de tracção do solo, permitindo assim o desenvolvimento de tensões de tracção nos reforços [McGown et al., 1978].

2.2.3. MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Nas interfaces solo-geossintético podem ser identificados três mecanismos de interacção:

atrito lateral ao longo do geossintético;

atrito solo-solo;

impulso passivo nas barras transversais do geossintético.

O atrito lateral é o único mecanismo presente nos geotêxteis e geomembranas. No caso das geogrelhas deve ser também considerado o impulso passivo nas barras transversais das grelhas e, no caso de ocorrência de movimento relativo no solo ao longo das aberturas da geogrelha, o atrito solo-solo (Figura 2.1).

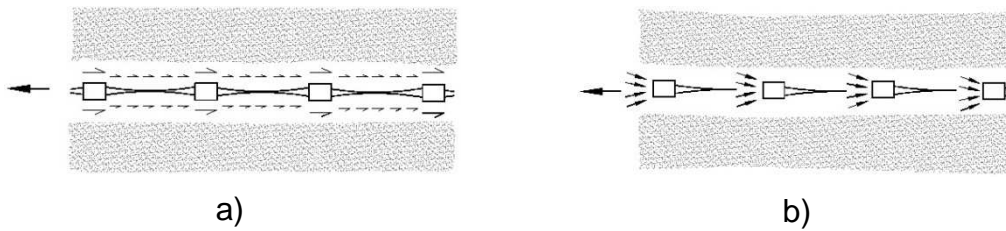


Figura 2.1 – Mecanismos de interação solo-geogrelha: a) atrito lateral; b) impulso passivo nas barras transversais da geogrelha [Jewell *et al.*, 1984].

A mobilização da resistência ao corte entre solos granulares e geotêxteis ou geomembranas é um fenómeno bidimensional, onde a dilatância é permitida e que é muito influenciado pela extensibilidade destes geossintéticos. No caso das geogrelhas, o fenómeno é tridimensional, mobilizando-se atrito lateral para pequenos deslocamentos e, progressivamente, impulso passivo nas barras transversais das grelhas à medida que o deslocamento aumenta.

2.2.4. RESISTÊNCIA DA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

Existem dois movimentos relativos que podem ser responsáveis pela mobilização de resistência nas interfaces solo-geossintético: o geossintético permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo em relação ao geossintético (corte directo); o geossintético move-se em relação ao solo envolvente (arranque).

No primeiro caso, quando a resistência ao corte da interface solo-geossintético é ultrapassada, a rotura dá-se por corte directo e, no segundo caso, por arranque. A resistência ao corte da interface solo-geossintético, quando o movimento relativo é de corte directo, pode ser definida de acordo com a seguinte expressão:

$$T = W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.1)$$

em que f é o coeficiente de resistência da interface, ϕ' é o ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas, σ'_n a tensão normal efectiva actuante na interface e W e L a largura e o comprimento do geossintético, respectivamente (Figura 2.2).

A resistência ao corte da interface solo-geossintético, quando o movimento relativo é de arranque, é dada por:

$$T = 2 W L \sigma'_n f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.2)$$

O coeficiente de resistência da interface, f , varia entre 0 e 1 e depende do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-geossintético e do movimento relativo que ocorre nessa mesma interface. Se o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral, f é próximo, senão idêntico, para os movimentos de corte directo e de arranque [Jewell, 1996], sendo dado por:

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (2.3)$$

onde δ é o ângulo de atrito na interface solo-geossintético e f_{cd} e f_a são os coeficientes de resistência da interface de corte directo e arranque, respectivamente.

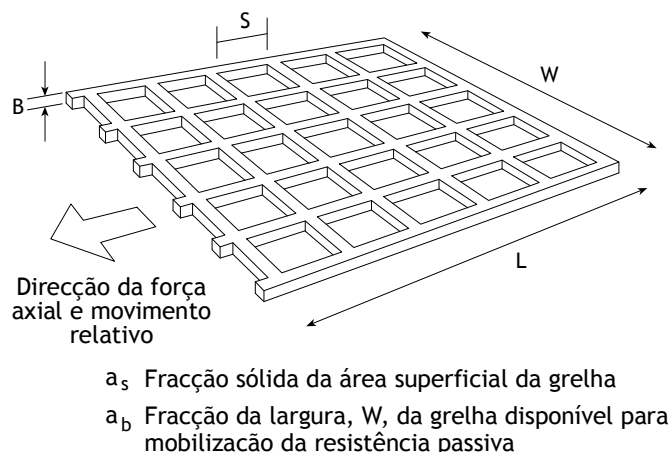


Figura 2.2 – Geometria de uma grelha [adaptado de Jewell, 1996].

No caso das geogrelhas, a resistência ao corte na interface solo-geossintético quando o movimento é de corte directo é a soma de duas parcelas, sendo uma correspondente ao mecanismo de atrito lateral e outra correspondente ao mecanismo de atrito solo-solo. Para este tipo de movimento, considera-se desprezável a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas. O coeficiente de resistência da interface em corte directo é obtido a partir da seguinte equação:

$$f = f_{cd} = a_s \left(\frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} \phi'} \right) + (1 - a_s) \quad (2.4)$$

Quando o movimento é de arranque pode considerar-se nula a contribuição para a resistência da interface solo – geossintético do mecanismo de atrito solo-solo, sendo a resistência dessa interface devida à contribuição dos mecanismos de atrito lateral e de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas.

o coeficiente de resistência da interface (coeficiente de arranque) é dado por:

$$f = f_a = a_s \left(\frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \text{tg} \phi'} \right) \quad (2.5)$$

Sendo S , B e a_b , respectivamente, a distância entre barras transversais da geogrelha, a espessura dessas barras e a fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva, σ'_p é a tensão passiva mobilizada em termos de tensões efectivas.

Exceptuando a relação σ'_p / σ'_n , os outros parâmetros da Equação (2.5) não oferecem dificuldade na sua obtenção. De acordo com Jewell *et al.* [1984] e Jewell [1990, 1996] a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas é limitada por valores teóricos definidos através da teoria geral da capacidade de carga, considerando as barras transversais das geogrelhas semelhantes a sapatas contínuas rodadas de 90°. Em solos sem coesão, a resistência passiva mobilizada nas barras transversais tem como limite inferior o indicado na Expressão (2.6), sendo este o valor recomendado para dimensionamento.

$$\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) = \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \text{tg} \phi'} \quad (2.6)$$

Se na interface solo-geossintético ocorrem ambos os movimentos, de corte directo e de arranque, o coeficiente de resistência da interface a considerar será o mínimo dos coeficientes

relativos aos dois movimentos. As equações anteriores são aplicáveis no caso de solos soltos, considerando a resistência do solo a volume constante.

Para solos densos, quando o movimento inicial é de corte directo, pode considerar-se a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de corte directo. Contudo, na definição do coeficiente de arranque, a resistência do solo a considerar de ambos os lados do geossintético é diferente, sendo a correspondente à resistência a volume constante do lado em que ocorreu movimento de corte directo e a de pico do outro lado. Quando o primeiro movimento que ocorre é o de arranque, pode-se considerar a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de arranque, mas apenas a resistência correspondente a volume constante na definição do coeficiente de corte directo.

2.2.5. FACTORES QUE INFLUENCIAM A INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Existem vários factores que influenciam a interacção solo-geossintético e, conseqüentemente, a resistência numa interface desse tipo. Nas secções seguintes, referem-se de forma muito resumida os mais importantes.

2.2.5.1. DIMENSÃO DAS PARTÍCULAS DE SOLO

A dimensão das partículas desempenha um importante papel na interacção solo-geossintético, em especial quando o geossintético é uma geogrelha. Jewell *et al.* [1984], estudando a influência das dimensões das partículas na interacção solo-geogrelha quando o movimento que ocorre na interface é de corte directo, concluíram que o coeficiente de corte directo aumenta com a dimensão das partículas, sendo máximo quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas das geogrelhas. No entanto, se a dimensão das partículas de solo for tão grande que iniba a sua penetração nas aberturas da grelha, a resistência ao corte na interface é mínima uma vez que é mobilizada apenas nos pontos de contacto entre o solo e a geogrelha. Os autores recomendam a razão:

$$\frac{\text{Menor Dimensão da Abertura}}{\text{Dimensão Média dos Grãos de Solo}} \geq 3 \quad (2.7)$$

2.2.5.2. TENSÃO DE CONFINAMENTO

A tensão de confinamento desempenha um importante papel na resistência da interface solo-geossintético, uma vez que influencia o valor do ângulo de atrito interno do solo e ambos estão directamente relacionados. A influência deste factor é ainda mais significativa quando a mobilização da resistência na interface é um fenómeno tridimensional, como acontece com as geogrelhas. Nestes casos, o aumento da tensão de confinamento inibe mais eficazmente a dilatação que tende a ocorrer na interface com solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético.

Pinho Lopes [1998], com base em ensaios de arranque de uma geogrelha uniaxial em areia, concluiu que a um aumento de cerca de 55% na tensão de confinamento, corresponde um acréscimo de cerca de 11% na resistência da interface solo – geogrelha, para um índice de compacidade do solo igual a 50%.

2.2.5.3. COMPACIDADE DO SOLO

A compactidade relativa do solo assume papel idêntico ao da tensão de confinamento na resistência da interface solo-geossintético. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos soltos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento maiores. Lopes e Ladeira [1996] observaram um aumento superior a 40% na resistência da interface solo – geogrelha uniaxial quando o índice de compactidade passa de 50% para 86%, com base em resultados de arranque em areia.

2.2.5.4. ESTRUTURA DO GEOSSINTÉTICO

A distância entre as barras transversais das grelhas (S) é um parâmetro importante no que se refere à interacção solo-geogrelha. Com efeito, se essa distância é menor do que um valor óptimo, há interferência entre as barras, tornando-se cada uma delas menos eficaz. Jewell *et al.* [1984] e Jewell [1990] desenvolveram estudos nesta área e chegaram à conclusão que a resistência máxima na interface solo – geogrelha é conseguida para uma geometria óptima da grelha definida por:

$$\left(\frac{S}{a_b B} \right)_{\phi'} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{1}{2 \operatorname{tg} \phi'} \right) \quad (2.8)$$

Pinho Lopes [1998], através de ensaios de arranque em areia, estudou a influência da estrutura do geossintético na resistência da interface solo – geossintético. Para isso, utilizou uma geogrelha uniaxial e um geotêxtil não tecido com resistências à tracção semelhantes, tendo observado que a resistência mobilizada na interface solo – geogrelha é cerca de 2,6 vezes superior à mobilizada na interface solo – geotêxtil. Segundo a autora, esta diferença é explicada pela maior extensibilidade do geotêxtil e pelo facto de apenas ser mobilizado atrito lateral na interface solo - geotêxtil, contrariamente ao que sucede na interface solo – geogrelha, em que também é mobilizado impulso passivo nas barras transversais da grelha.

2.2.6. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA INTERACÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Os ensaios laboratoriais mais frequentemente usados para quantificação da resistência da interface solo-geossintético são os ensaios de corte directo e de arranque. No entanto, os ensaios de corte em plano inclinado são por vezes os mais adequados ao problema que se pretende estudar.

A adequação de cada um dos ensaios para a definição das características da interface baseia-se no movimento relativo que com maior probabilidade ocorrerá na interface solo-geossintético: para o movimento de corte directo, o ensaio de corte directo é o mais adequado, sendo para o movimento de arranque o ensaio de arranque. Para problemas de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos em taludes, o ensaio de corte em plano inclinado será o mais adequado. No entanto, cada um destes ensaios tem limitações na simulação de um problema real, tais como questões de escala e de condições fronteira [McGown *et al.*, 1998].

Como já foi referido no capítulo anterior estes três ensaios encontram-se normalizados a nível Europeu e Nacional (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 - Número e título das normas de ensaio de interacção com geossintéticos.

Número	Nome
NP EN ISO 12957-1	Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de corte directo
NP EN ISO 12957-2	Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 2: Ensaio em plano inclinado
NP EN 13738	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da resistência ao arranque no solo

2.3 ENSAIO DE CORTE DIRECTO

2.3.1 INTRODUÇÃO

Como já foi referido, o estudo dos mecanismos de interacção em interfaces solo – geossintético pode ser feito por vários métodos. Os métodos mais utilizados são os que lançam mão de ensaios de corte directo e de 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 tipo de ensaio está dependente do tipo de geossintético e do tipo de movimento relativo entre este e o solo, que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

Se o geossintético permanecer solidário com parte do solo envolvente e a resistência na interface for mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo relativamente ao geossintético, o ensaio mais adequado é o de corte directo. Se, por outro lado, o geossintético se deslocar em relação ao solo envolvente, o ensaio mais adequado para a determinação da resistência da interface é o ensaio de arranque.

Para estudar os mecanismos de interacção em interfaces entre diferentes geossintéticos, os métodos baseados em ensaios de corte directo têm sido os mais utilizados.

2.3.2 ENSAIO DE CORTE DIRECTO: REFERÊNCIA NORMATIVA

Uma descrição exaustiva dos factores que podem condicionar os resultados dos ensaios de corte directo de interfaces solo-geossintético pode ser encontrada em Silvano [2005].

Os procedimentos do ensaio de corte directo encontram-se descritos na NP EN ISO 12957-1 (Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de corte directo). De seguida referem-se alguns dos aspectos mais relevantes relativos ao equipamento e aos procedimentos de ensaio.

A norma prevê a possibilidade de realização de ensaios de dois tipos:

- ensaio de área constante (Figura 2.3);
- ensaio de área reduzida (Figura 2.4).

No ensaio de área constante, a área submetida a ensaio permanece constante durante todo o ensaio. Tal é conseguido concebendo a meia caixa fixa, onde se coloca o solo submetido à tensão vertical, com uma dimensão menor do que a meia caixa móvel, onde se coloca o geossintético. O ensaio de área reduzida deve o seu nome ao facto de a área submetida ao corte ir diminuindo ao longo do ensaio.

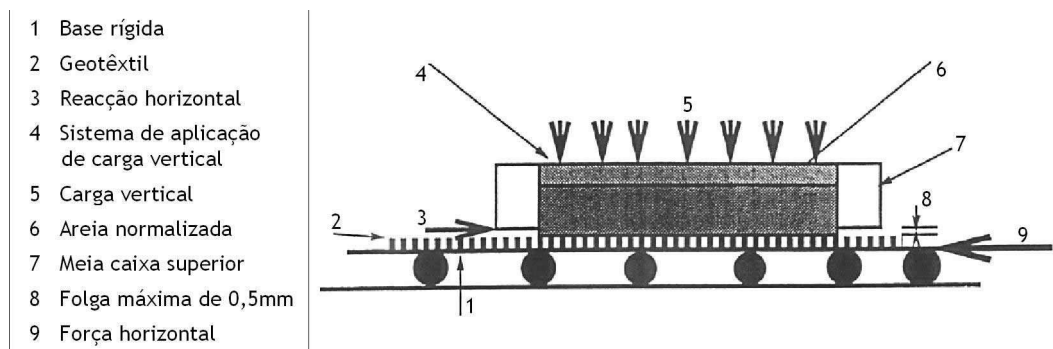


Figura 2.3 – Modalidade de ensaio de área constante [NP EN ISO 12957-1].

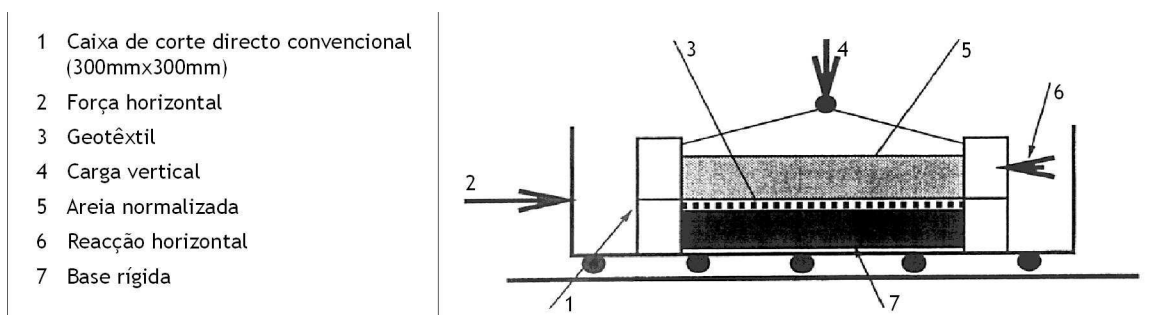


Figura 2.4 – Modalidade de ensaio de área reduzida [NP EN ISO 12957-1].

A norma EN ISO 12957-1 estabelece as seguintes recomendações para o equipamento de corte directo na modalidade de área de corte constante:

- caixa de corte deve ser constituída por um elemento superior (meia caixa superior) e outro inferior (meia caixa inferior) independentes, devendo cada um desses elementos ser suficientemente rígido para evitar qualquer distorção face às cargas aplicadas;
- deve ser possível levantar a meia caixa superior em relação à inferior;
- a meia caixa superior deverá ter dimensões internas superiores a 300mmx300mm, não devendo a largura das duas meias caixas ser inferior a metade dos respectivos comprimentos;
- para o ensaio de geogrelhas as dimensões da meia caixa superior deverão permitir que pelo menos duas barras longitudinais e três transversais permaneçam no interior desta durante o ensaio;
- o provete de geossintético deverá ser colocado sobre a meia caixa inferior, devendo ser previstos nesta todos os elementos necessários para a sua fixação, garantindo a inexistência de qualquer escorregamento;
- a meia caixa inferior deverá ter um comprimento suficiente para assegurar o contacto entre o provete de geossintético e o solo para um deslocamento relativo de pelo menos 16,5% do comprimento interno da meia caixa superior.

No que refere à modalidade de ensaio de corte directo de área reduzida a norma é muito menos detalhada, indicando apenas que poderá ser utilizada uma caixa de corte convencional com dimensão igual para as meias caixas, devendo esta não ser inferior a 300mmx300mm.

Em ensaios de corte directo de geogrelhas (ou geotêxteis) com uma elevada percentagem de aberturas sobre uma base rígida, deverá proceder-se à determinação da resistência ao corte máxima da interface solo/ base rígida referente a cada nível de tensão vertical em análise, através de ensaios de corte directo entre solo e base rígida.

Para geogrelhas com aberturas superiores a 15mm e com elevadas percentagens de abertura (mais de 50% de toda a superfície do provete) poderá utilizar-se uma base de solo, em alternativa à base rígida, preparando a amostra de solo na bandeja para um determinado peso volúmico.

A meia caixa inferior deverá ser fixa ao sistema móvel que por sua vez terá de assentar sobre rolamentos de baixo atrito e ter a capacidade de impôr uma taxa de deslocamento de $(1\pm 0,2)$ mm/min.

A força de corte deverá ser registada com uma precisão de $\pm 0,5\%$ e o deslocamento relativo com uma precisão de $\pm 0,02$ mm.

O sistema de aplicação da tensão vertical deverá permitir a aplicação de uma solicitação constante no provete de geossintético. A força vertical deverá ser medida com uma precisão de 2%.

A configuração do equipamento deve permitir a ocorrência de dilatação na areia, desta forma, a norma internacional recomenda uma folga de 0,5mm entre a meia caixa superior e a superfície do geossintético a ensaiar.

O equipamento terá de permitir a realização de ensaios para três pressões verticais distintas, nomeadamente 50, 100 e 150kPa. O ensaio para a tensão vertical de 100kPa deve ser repetido. Assim, devem ser preparados quatro provetes (cortados de acordo com o especificado na Norma Europeia EN 963), para cada direcção do geossintético a ensaiar, com dimensões adequadas às do equipamento a utilizar. Em geossintéticos com faces distintas deve-se ensaiar as duas faces do material, ou seja quatro provetes por cada face.

A força de corte e o deslocamento horizontal deverão ser registados continuamente ou em alternativa em intervalos correspondentes a 0,2mm de deslocamento ou 12s de tempo.

O fim do ensaio ocorre quando se atinge 100mm de deslocamento horizontal relativo na interface.

2.3.3. EQUIPAMENTO DO LGS

O equipamento de ensaio de corte directo desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos (LGS) da FEUP está detalhadamente descrito em Silvano [2005] e Vieira [2008]. Por esta razão, neste trabalho, descrever-se-á apenas resumidamente o referido equipamento.

O equipamento do LGS foi desenvolvido de modo a permitir a realização de ensaios de corte directo com área de corte constante. A Figura 2.4 mostra uma vista geral do equipamento de ensaio de corte directo de geossintéticos.

A caixa de corte é composta por uma meia caixa superior de 300mmx600mmx150mm (largura, comprimento e altura), e por uma meia caixa inferior de 340mmx800mmx100mm. A norma indica que o deslocamento imposto para esta situação deverá ser de 100mm (16,5%x600mm), o que é compatível com o comprimento estabelecido para a meia caixa inferior.

A meia caixa superior pode ser ajustada verticalmente através de dois actuadores hidráulicos de duplo efeito, colocados nos seus extremos. Dada a exigência da norma referente à folga que deverá existir entre o geossintético e a meia caixa superior, introduziu-se um interruptor

electromecânico de modo a obter uma maior precisão na determinação da posição de paragem da meia caixa superior. Este dispositivo pode ser regulável em altura e define a paragem do movimento da meia caixa superior quando accionado.



Figura 2.5 - Vista geral do equipamento.

Os elementos de fixação do provete foram previstos na meia caixa inferior, existindo uma barra de fixação em cada um dos extremos desta meia caixa de forma a permitir a realização do ensaio em ambos os sentidos.

Para o ensaio da interface solo/ geossintético sobre base rígida concebeu-se uma caixa metálica de dimensões compatíveis com a meia caixa inferior de modo a poder ser inserida no seu interior (Figura 2.). A base rígida tem 90mm de altura (menos 10mm que a meia caixa inferior) podendo a sua altura ser ajustada através da introdução de pontos de apoio reguláveis em altura. Para a fixação do provete na zona submetida a ensaio criou-se uma superfície rugosa, colando uma lixa de classe P80 sobre a base rígida.

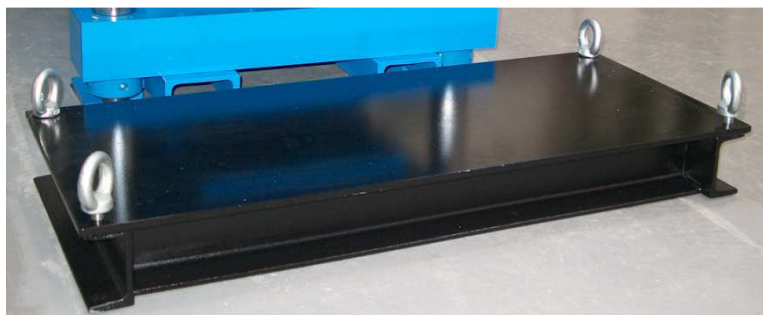


Figura 2.6 – Vista da base rígida.

O movimento horizontal da bandeja é conseguido através de um servoactuador D63xD36x200 com pressão ajustável até 160bar resultando numa força máxima disponível de 50kN em compressão e 33,5kN em tracção. O actuador apresenta características distintas em tracção e compressão mas que são compensadas automaticamente pelo sistema de comando servohidráulico, de modo a permitir a realização de solicitações cíclicas simétricas em torno de um ponto médio.

Este movimento é realizado sobre guiamentos lineares de reduzido atrito seleccionados de forma a proporcionar um comportamento adequado face às pressões verticais de ensaio e em função das características do deslocamento horizontal imposto.

O registo do deslocamento horizontal é efectuado através de um transdutor de deslocamento interno do tipo magnetostrictivo, de 200mm de gama de medida, que se encontra montado directamente no interior do servoactuador hidráulico. A medição da carga horizontal é efectuada através de uma célula de carga tracção/ compressão.

A aplicação da tensão vertical é efectuada por uma placa metálica rígida com uma área de carregamento de 600mm*300mm (Figura 2.6). A força vertical é aplicada através de dois actuadores D50xD28x375 com a pressão ajustada até 100bar o que se traduz numa tensão vertical máxima disponível de 222kPa.

O registo da força exercida é obtido indirectamente através de um transdutor de pressão de 250bar de gama de medida que regista a pressão interna do óleo ao nível dos actuadores verticais.

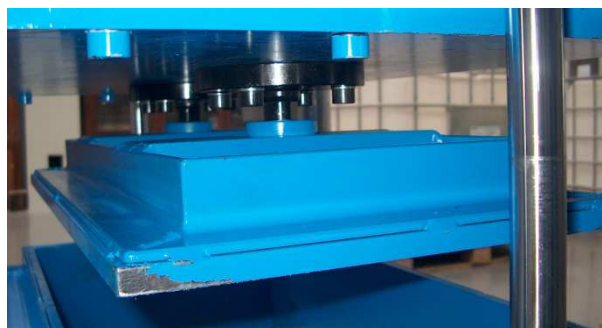
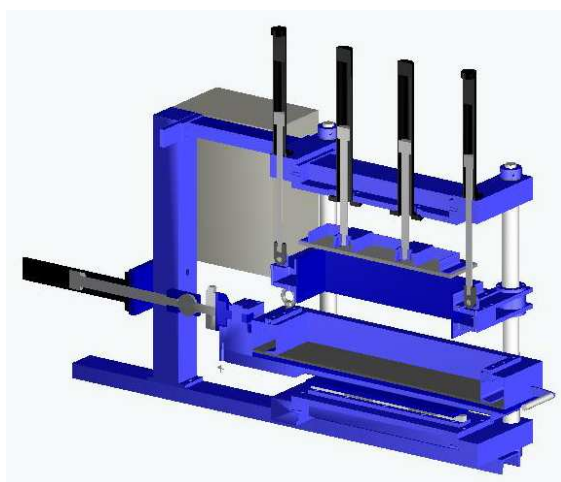


Figura 2.7 – Pormenor da placa de carregamento.

O equipamento de ensaio de corte directo consiste num conjunto de cinco actuadores (ver Figura 2.7a, onde se exhibe um corte do equipamento). A alimentação destes actuadores é efectuada por uma unidade óleo-hidráulica comandada por computador (Figura 2.7b).



a)



b)

Figura 2.8 – Pormenores do equipamento: a) vista em corte; b) central hidráulica.

Para realizar a interface entre o comando via software existente no computador e as acções mecânicas que efectivamente concretizam o ensaio, é necessário um conjunto de elementos electrónicos e eléctricos que se encontram essencialmente concentrados no quadro eléctrico

O software de controlo do equipamento de ensaio funciona em Windows 98 e é de fácil utilização. O software encontra-se preparado para comandar a placa de carregamento e a bandeja de forma independente e segundo procedimentos distintos, permitindo a aplicação de solicitações constantes, lineares e cíclicas. A aquisição de dados pode ser definida com períodos de tempo entre leituras desde a ordem dos segundos até aos centésimos de segundo.

3.1 INTRODUÇÃO

Com o presente capítulo pretende-se avaliar a influência de diversos factores sobre a resistência ao corte de interfaces solo-reforço. Entre esses factores encontra-se a altura de solo na meia-caixa superior, o efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento, o índice de compacidade da areia e a variação cíclica da tensão vertical.

Para a realização do estudo experimental utilizou-se o equipamento de ensaio de corte directo do Laboratório de Geossintéticos da FEUP, descrito no capítulo antecedente. Foi caracterizada a interface entre um geocompósito de reforço e uma areia mal graduada, para diferentes valores da tensão de confinamento e condições de ensaio.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.2.1. GEOSSINTÉTICO

Neste estudo experimental utilizou-se um geocompósito com filamentos de reforço nas duas direcções (Figura 3.1), de designação comercial Rock PEC 50/50, que se passa a designar como GC 50/50. Este geocompósito consiste num geotêxtil não tecido de polipropileno (*PP*) reforçado por filamentos de poliéster (*PET*) de elevada resistência. De acordo com a ficha do produtor, apresenta resistência à tracção (T_{ult}) de 63 kN/m e 52 kN/m nas direcções de fabrico e perpendicular, respectivamente.

Este geocompósito de reforço tem a vantagem de apresentar uma permeabilidade elevada, quer no plano de fabrico, quer na direcção perpendicular ao plano, podendo, portanto, aliar às funções de reforço, as funções de filtragem, drenagem e separação.



Figura 3.1 – Vista de uma amostra do geossintético utilizado.

3.2.2. AREIA

No presente estudo foi utilizada uma areia mal graduada, comercializada pela empresa Sibelco, com a designação SP 45. A Figura 3.2 representa a curva granulométrica dessa areia e no Quadro 3.1 apresenta-se a sua composição química.

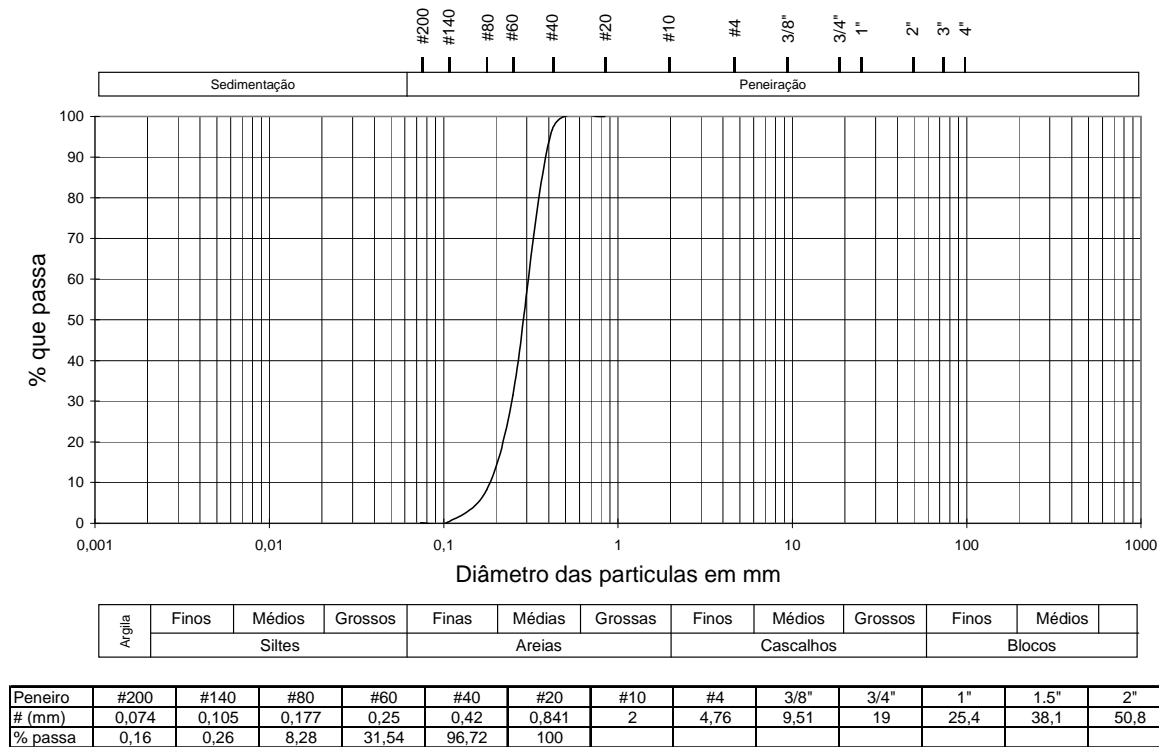


Figura 3.2 – Curva granulométrica da areia SP45 [Vieira, 2008].

Quadro 3.1 – Composição química da areia SP45 (dados fornecidos pela Sibelco).

Óxidos	SP45
	(%)
Óxido de silício (Silica), SiO ₂	99,49
Óxido de alumínio, Al ₂ O ₃	0,28
Óxido férrico, Fe ₂ O ₃	0,047
Óxido de titânio, TiO ₂	0,061
Óxido de potássio, K ₂ O	0,018
Óxido de Sódio, Na ₂ O	0,007
Óxido de Cálcio, CaO	0,005
Óxido de Magnésio, MgO	0,009

Esta areia tem índices de vazios mínimo e máximo de 0,580 e 0,878, a que correspondem os pesos volúmicos secos de 16,58 kN/m³ e 13,95 kN/m³, respectivamente.

Um solo arenoso estará tanto mais compacto quanto o seu índice de vazios natural, e , se aproximar do índice de vazios mínimo, e_{\min} . O índice de compactidade do solo é então dado por:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \text{ (\%)} \quad (3.1)$$

No Quadro 3.2 apresenta-se uma classificação dos solos arenosos quanto à sua compactidade.

Quadro 3.2 – Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade
[adaptado de Matos Fernandes, 2006].

Areia	Id (%)
Muito solta	0 - 20
Solta	20 - 40
Medianamente compacta	40 - 60
Compacta ou densa	60 - 80
Muito compacta ou muito densa	80 - 100

No âmbito deste trabalho foi avaliado o efeito do índice de compactidade da areia sobre a resistência ao corte das interfaces, tendo-se realizado ensaios com índices de compactidade de 60% e 85% correspondentes, respectivamente, a areia medianamente compacta a compacta e a areia muito compacta.

3.3 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os provetes do geocompósito foram cortados de acordo com a NP EN ISO 9862.

Nos ensaios de identificação, a que se refere a norma NP EN ISO 12957-1, deve utilizar-se uma areia normalizada de natureza siliciosa, de preferência com partículas arredondadas e com um teor em sílica de pelo menos 98%. O teor em água, determinado como sendo a perda de massa após 2 horas de secagem a 105^oC, deve ser inferior a 0,2%, e deve ser expresso em percentagem da massa da amostra seca.

Aplicaram-se pressões verticais de 50kPa, 100kPa e 150kPa, por acção dos dois actuadores verticais na placa de carregamento.

Os deslocamentos verticais foram medidos com recurso a dois LVDT colocados sobre a placa de carregamento, tendo-se colocado em todos os ensaios um dos transdutores no centro da placa, e o outro na zona anterior.

A tensão de corte (em kPa) é obtida, para cada conjunto de leituras, dividindo a força de corte, S, (em kN) pela área de corte, A:

$$\tau = \frac{S}{A} \quad (3.2)$$

Após fixação do geossintético à meia-caixa inferior móvel, tal como o apresentado na Figura 3.3, a areia é colocada na meia-caixa superior em camadas de 2,5 cm, utilizando um pilão com 1kgf de peso para a sua compactação.

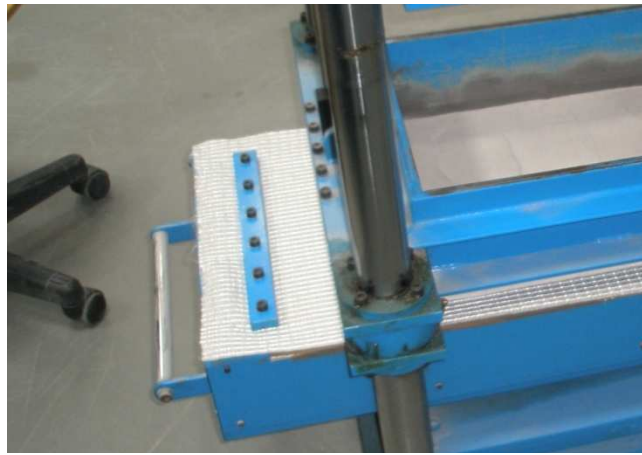


Figura 3.3 - Barra de fixação do provete à base da caixa de corte.

Para avaliar o efeito da altura de solo no interior da meia-caixa superior, realizaram-se ensaios com alturas de 2,5 cm, 5 cm, 7,5 cm e 10 cm, correspondentes a uma camada, duas camadas, três camadas e quatro camadas, respectivamente.

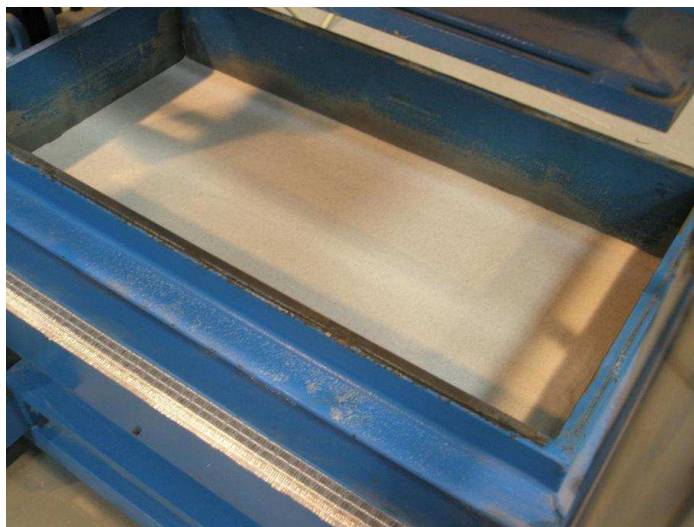


Figura 3.4 - Vista do solo no interior da meia-caixa inferior.

Após a colocação e compactação da areia nas diferentes camadas, faz-se descer a placa de carregamento. Quando a tensão vertical estabilizar no valor previamente estabelecido (50, 100 ou 150 kPa), colocam-se os LVDT, um no centro da placa, e outro na zona anterior da mesma. Após colocação dos LVDT e verificação da sua verticalidade, dá-se início ao ensaio.

Previamente à realização da fase de corte, a amostra é submetida a uma fase de carregamento vertical (para consolidação do solo) com a duração de uma hora. O mesmo tempo de consolidação foi também utilizado por Blumel & Stoewahse [1998] para a caracterização da resistência ao corte de interfaces entre outros materiais. Nos estudos realizados por Vieira [2008], a autora constatou que os deslocamentos verticais da placa de carregamento tendem a estabilizar após 45 a 50 minutos do início do carregamento.

Após esta fase, inicia-se o movimento horizontal da meia-caixa inferior a uma velocidade constante de 1mm/min, tal como o preconizado pela norma NP EN ISSO 12957-1. Em relação à velocidade de corte Stoewahse *et al.* [2002] demonstram que para velocidades entre 0.03 e 40 mm/min, a resistência de pico da interface solo-geossintético não é afectada.

3.4 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE ALGUNS FACTORES NA RESISTÊNCIA AO CORTE DE INTERFACES

3.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o presente estudo laboratorial pretendia-se avaliar o efeito da tensão de confinamento na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético. Com este objectivo, analisou-se a influência da altura de solo na meia-caixa superior, o efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento e o efeito da variação cíclica da tensão vertical. Foi ainda avaliada a influência do índice de compacidade da areia na resistência ao corte da interface.

No Quadro 3.3 apresentam-se os ensaios realizados para tensão de confinamento constante e no Quadro 3.4 ilustram-se as variáveis nos ensaios com variação cíclica de tensão vertical.

Quadro 3.3 - Ensaio realizados, para tensão vertical constante.

Ensaio	h areia (cm)	σ (kPa)	Elemento compressível
1	5	100	SEM
2	7,5	100	SEM
3	10	100	SEM
4	2,5	100	SEM
5	5	100	COM
6	7,5	100	COM
7	10	100	COM
8	2,5	100	COM
9	5	50	SEM
10	5	150	SEM
11	5	50	SEM
12	5	100	SEM
13	5	150	SEM

Quadro 3.4 - Ensaio realizados com variações cíclicas da tensão vertical.

Ensaio	h areia (cm)	σ (kPa)	Elemento compressível	Id (%)	Tensão vertical	
					Variação (kPa)	Frequência (Hz)
14	5	100	SEM	60	+/-20	0,1
15	5	100	SEM	60	+/-20	0,01
16	5	100	SEM	60	+/-50	0,01
17	5	100	SEM	85	+/-20	0,1
18	5	100	SEM	85	+/-20	0,01

3.4.2. EFEITO DA ALTURA DO SOLO NO INTERIOR DA MEIA CAIXA SUPERIOR

Tal como se referiu em 3.3, foram realizados ensaios para quatro alturas de solo no interior da meia-caixa superior.

Na Figura 3.5 ilustra-se a evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal para os diferentes valores da altura, h.

Da análise da Figura 3.5 constata-se que a resistência de pico da interface tende a aumentar com a espessura de areia, ainda que as diferenças entre h = 7,5 cm e h = 10 cm não sejam significativas. Em termos de resistência para grandes deslocamentos, ou resistência residual, o efeito da altura de solo não é particularmente significativo.

O ensaio realizado para o valor mais baixo da espessura de areia não evidenciou qualquer pico de resistência. Esta constatação evidencia que este valor da altura do solo é insuficiente para a caracterização da resistência ao corte da interface em análise. O facto da resistência residual ser ligeiramente inferior aos valores obtidos nos restantes ensaios poderá justificar-se pela constatação anterior ou, eventualmente, por uma ligeira diferença no grau de compactação da areia.

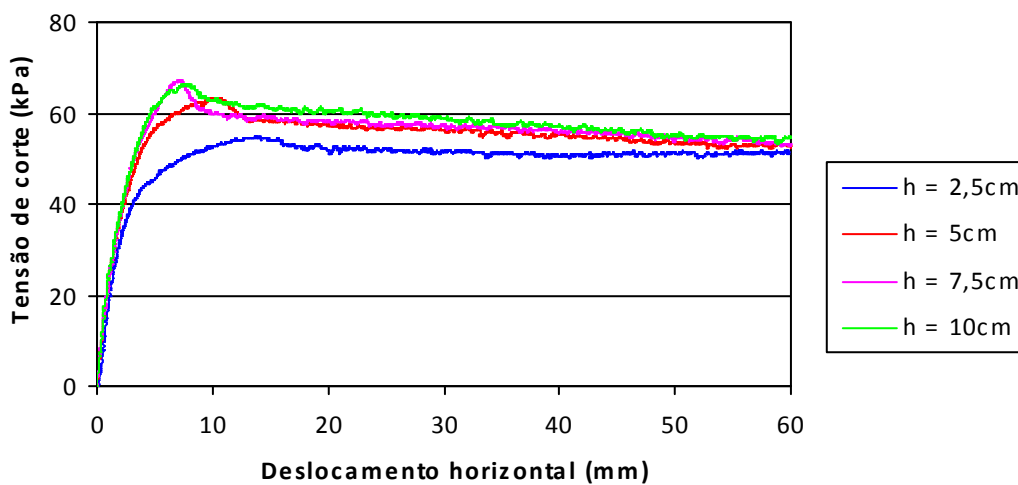


Figura 3.5 - Efeito da altura do solo no interior da meia-caixa superior sobre a evolução das tensões de corte.

Na Figura 3.6 ilustra-se a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento durante o ensaio para os quatro valores de altura de solo. Como seria de esperar, surgem deslocamentos iniciais descendentes, para os quais o efeito da altura de solo tem pouco significado. O efeito da altura de solo faz-se sentir essencialmente na fase dilatante.

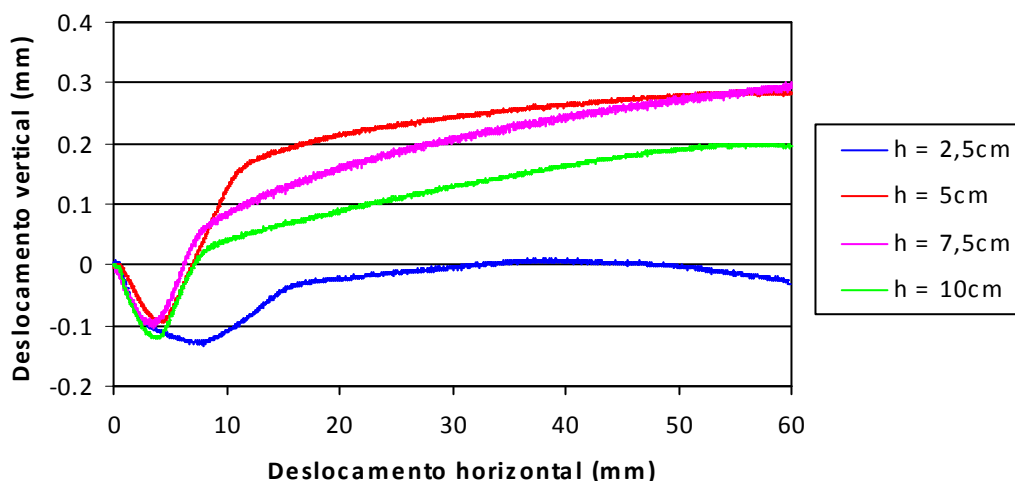


Figura 3.6 - Efeito da altura de solo sobre a evolução dos deslocamentos verticais da zona central da placa de carregamento.

3.4.3. EFEITO DA COLOCAÇÃO DE UM ELEMENTO COMPRESSÍVEL

A norma NP EN ISSO 12957-1 recomenda que entre a placa de carregamento e o solo se coloque uma membrana preenchida interiormente com fluído. Porém, a sua utilização não é ainda consensual. Gourc *et al.* [1996] consideram preferível a utilização de sistemas de carregamento flexíveis, dada a uniformidade de tensões no plano de corte que estes sistemas conferem.

Para avaliar o efeito de um carregamento com maior flexibilidade, no presente estudo laboratorial foi avaliado o efeito de colocação entre a areia e a placa de carregamento rígida, de um elemento compressível de reduzida espessura.

Neste ponto, comparam-se os ensaios realizados com recurso a esse elemento compressível e, para cada altura de areia, os ensaios com carregamento rígido e flexível.

Pela razão que de seguida se expõe, os resultados do ensaio nº 8 (ver Quadro 3.3) não foram considerados. Recorde-se que se trata de um ensaio realizado com uma camada de areia de apenas 2,5cm de espessura, com colocação de um elemento compressível entre a areia e a placa de carregamento.

Na Figura 3.7 apresenta-se uma fotografia com o aspecto da camada de areia no interior da meia-caixa superior no final do ensaio nº8. Durante o ensaio o elemento compressível terá descido na zona anterior da caixa de corte, entrando em contacto com o geossintético e eliminando, desta forma, parte da interface entre a areia e o geocompósito. Na Figura 3.8 apresenta-se um pormenor do que se acaba de descrever.



Figura 3.7 - Vista da meia caixa-superior, no final do ensaio nº8.

Atente-se, na Figura 3.7, no rectângulo verde. Durante o ensaio, o elemento compressível “empurrou” a areia, junto à parede da parte de trás da caixa superior. Este pormenor é mais claramente visível na Figura 3.8.



Figura 3.8 - Pormenor da zona junto à parede na parte de trás da caixa de corte no final do ensaio nº8.

A altura de solo de 2,5 cm revelou-se insuficiente, tendo permitido que o elemento compressível “expulsasse” o solo da zona onde a tensão vertical atingiu valores mais elevados e se “alojasse” no seu lugar.

Na Figura 3.9 é representada a evolução das tensões de corte com o deslocamento horizontal ao nível da interface para as várias alturas de areia na meia-caixa superior, nos ensaios em que se colocou o elemento compressível. À semelhança do que aconteceu com os ensaios com carregamento rígido, apresentados no ponto anterior, também aqui se constata que com o aumento da altura de areia na meia-caixa superior aumenta, ligeiramente, a resistência de pico da interface. Os valores das resistências residuais são também, neste caso, muito semelhantes, sendo até mais próximas que nos ensaios com carregamento rígido.

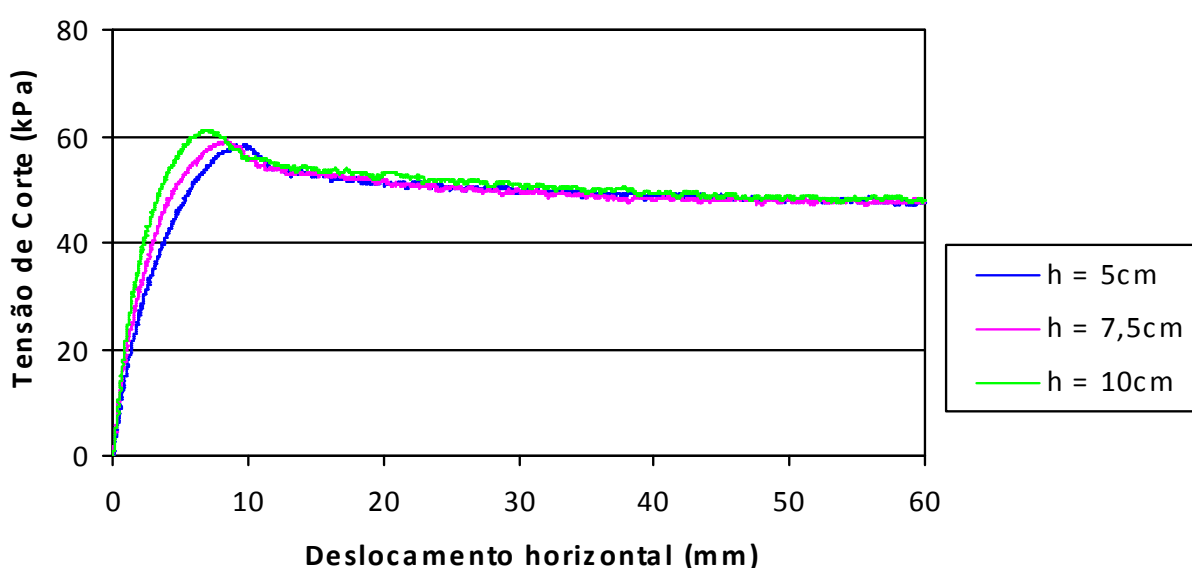


Figura 3.9 - Efeito sobre as tensões de corte da altura de solo no interior da meia-caixa superior com colocação de um elemento compressível.

A Figura 3.10 representa os deslocamentos verticais, no centro da placa de carregamento, para os mesmos ensaios a que se refere a Figura 3.9. Comparando esta figura com a Figura 3.6, constata-se que a fase dilatante quando se utiliza o elemento compressível não é registada pelo transdutor de deslocamento colocado no centro da placa de carregamento. A compressibilidade do elemento colocado entre a areia e a placa de carregamento absorve a tendência dilatante da areia quando solicitada ao corte.

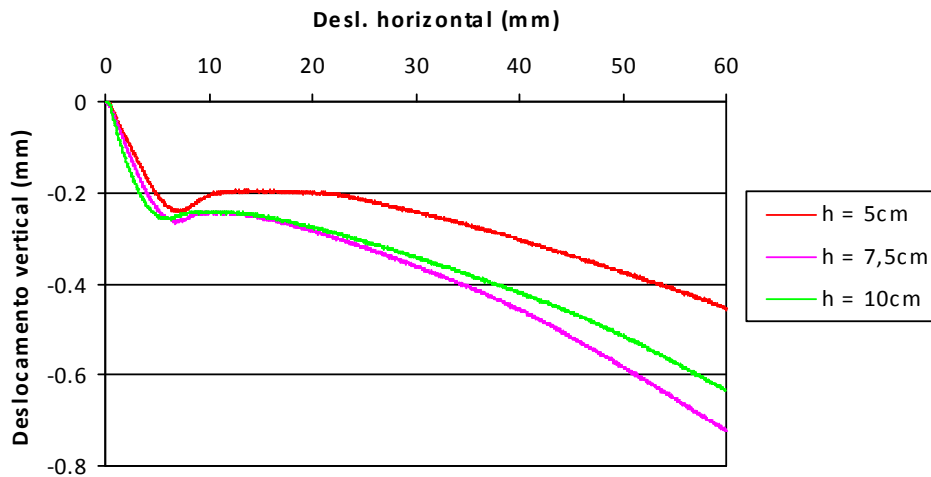


Figura 3.10 - Deslocamento vertical registado no centro da placa de carregamento para diferentes valores de altura de solo, com colocação de elemento compressível.

Apresenta-se na Figura 3.11 a comparação da evolução das tensões de corte com o deslocamento horizontal para os ensaios com $h = 5\text{cm}$ sem e com colocação do elemento compressível. Note-se que inicialmente as curvas são quase coincidentes, porém, com o decorrer do ensaio as tensões de corte mobilizadas no ensaio em que se colocou o elemento compressível tendem a ser inferiores às registadas no ensaio com carregamento rígido.

Os valores da resistência de pico são registados para um deslocamento de cerca de 10mm, sendo que a partir deste valor do deslocamento as curvas seguem trajetórias sensivelmente paralelas.

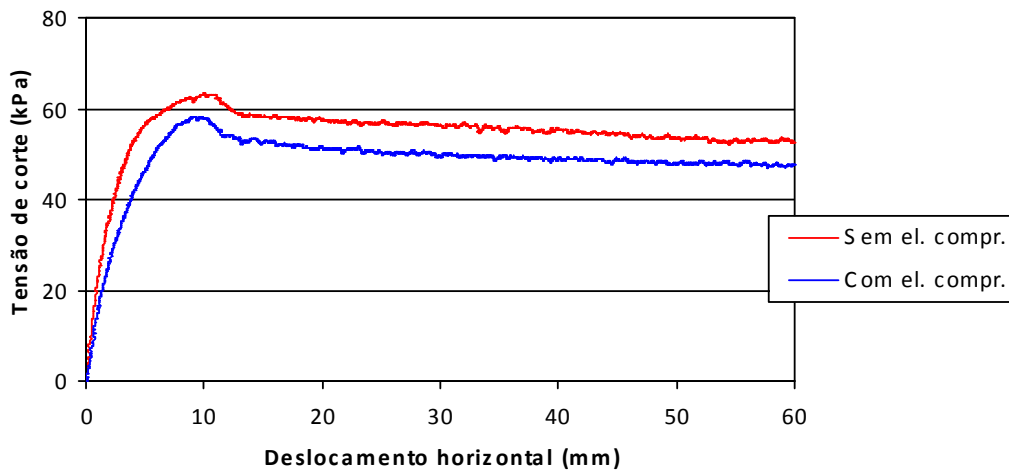


Figura 3.11 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento ($h = 5\text{cm}$).

Na Figura 3.12 comparam-se os deslocamentos verticais registados no centro da placa de carregamento para os mesmos ensaios a que se refere a figura anterior. Observa-se um maior assentamento no ensaio com elemento compressível. Neste ensaio, entre os 10mm e os 20mm de deslocamento horizontal, o assentamento mantém-se estabilizado nos 0,2mm, após o que reassume uma trajetória descendente.

No ensaio com carregamento rígido, verifica-se, como seria de esperar, um deslocamento inicial descendente, atingindo um mínimo para um deslocamento horizontal de cerca de 5mm. Note-se que para este valor do deslocamento horizontal, é visível na Figura 3.11 uma mudança de inclinação da curva. A partir deste ponto o deslocamento vertical da placa de carregamento é sempre ascendente, embora, como seria de esperar, a partir dos 10mm (aproximadamente) de deslocamento na interface (ponto correspondente ao pico da tensão de corte), a taxa de deslocamento vertical tende a diminuir consideravelmente.

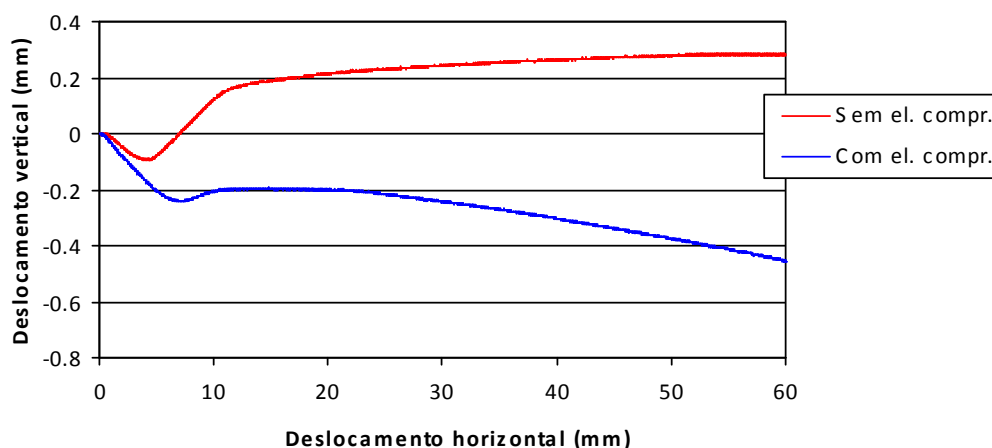


Figura 3.12 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento ($h = 5\text{cm}$).

Nas Figuras 3.13 e 3.14 compara-se o efeito da colocação do elemento compressível sobre as tensões de corte e sobre os deslocamentos verticais da placa de carregamento para ensaios realizados com 7,5 cm de areia no interior da meia-caixa superior. A análise destas figuras permite constatar um comportamento semelhante ao ocorrido nos ensaios com 5 cm de espessura de areia: tensões de pico e residual com valores mais elevados, para o ensaio sem elemento compressível; maiores deslocamentos verticais da placa de carregamento no ensaio com elemento compressível.

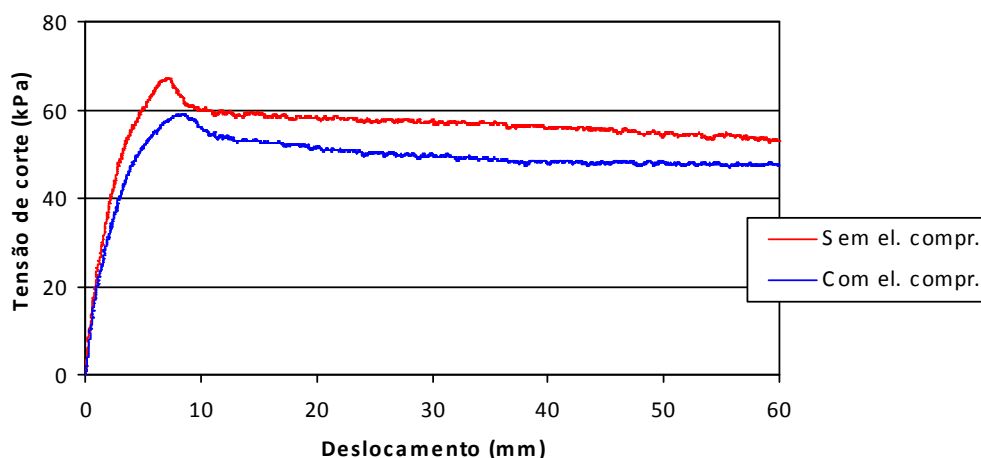


Figura 3.13 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento ($h = 7,5\text{cm}$).

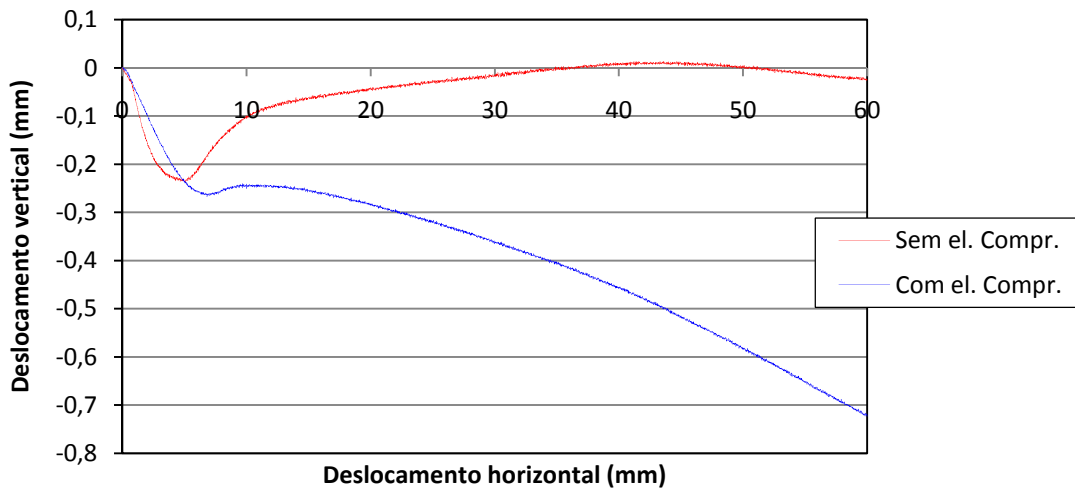


Figura 3.14 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento ($h = 7,5\text{cm}$).

A Figura 3.15 compara a evolução das tensões de corte com o deslocamento horizontal imposto à interface, em ensaios com 10 cm de espessura de areia na meia-caixa superior, optando pelo carregamento rígido e colocando um elemento compressível entre a placa de carregamento e o solo.

A configuração das curvas é semelhante à obtida para as restantes alturas de solo, observando-se mais uma vez que sem elemento compressível, as resistências de pico e residual tendem a ser superiores.

Comparando a Figura 3.11, a Figura 3.13 e a Figura 3.15, constata-se ainda que quanto maior for a altura de solo na caixa de corte, maior é a extensão de coincidência das curvas. Ou seja, se para $h=5\text{cm}$ as curvas sem e com elemento compressível se sobrepõem apenas num curto trecho (na zona da origem do gráfico), para $h=10\text{cm}$, essa sobreposição dá-se para tensões de corte até cerca de 45kPa.

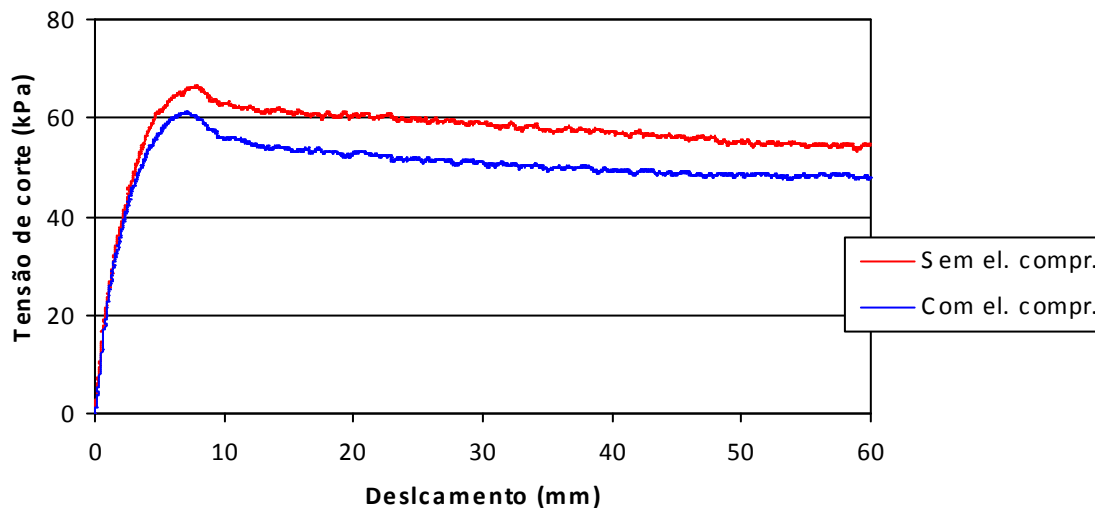


Figura 3.15 - Efeito da colocação de um elemento compressível entre o solo e a placa de carregamento ($h = 10\text{cm}$).

A evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento, para $h=10\text{cm}$, está representada na Figura 3.16. Tal como se verifica nos restantes ensaios, a presença do elemento compressível conduz a que o efeito dilatante da areia não seja registado pelos transdutores de deslocamento colocados sobre a placa de carregamento.

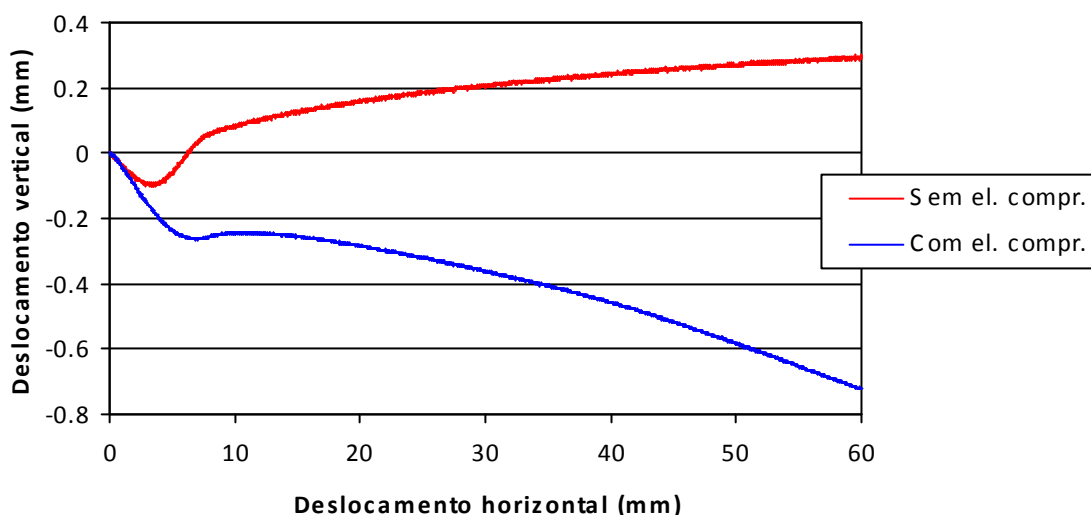


Figura 3.16 - Efeito da colocação de um elemento compressível sobre a evolução dos deslocamentos verticais do centro da placa de carregamento ($h = 10\text{cm}$).

3.4.4. EFEITO DO ÍNDICE DE COMPACIDADE

Para avaliar o efeito do índice de compacidade da areia sobre a resistência ao corte da interface solo-geossintético, foram realizados ensaios, tal como apresentado no Quadro 3.3, em que a areia foi colocada no interior da meia-caixa superior com compacidade de 60% e 85%.

Na Figura 3.17 podem observar-se, para os dois valores do índice de compacidade, as evoluções das tensões de corte ao longo do ensaio, para tensões de confinamento de 50kPa, 100kPa e 150kPa.

Para $\sigma = 50\text{kPa}$ a resistência de pico obtida com índice de compacidade, I_d , de 85 % é, tal como seria de esperar, superior à obtida com $I_d = 60\%$. A resistência residual é semelhante para os dois valores do índice de compacidade.

Para $\sigma=100\text{kPa}$ inexplicavelmente as tensões de pico são praticamente idênticas. As resistências residuais são semelhantes, sendo neste caso as correspondentes ao $I_d=85\%$ ligeiramente superiores. Observe-se, no entanto, que para $I_d=85\%$, a curva apresenta um traçado anómalo: para uma tensão de corte próxima dos 45kPa, dá-se uma diminuição brusca da inclinação. Esta configuração é consequência, provavelmente, de uma fixação imperfeita do provete de geossintético à base da caixa de corte.

Para $\sigma=150\text{kPa}$ a resistência de pico da interface obtida no ensaio com $I_d=85\%$ é mais elevada que a correspondente ao ensaio com $I_d=60\%$. Por razões que não foi possível apurar, a resistência residual é superior quando a areia foi depositada no interior da meia-caixa superior com maior compacidade.

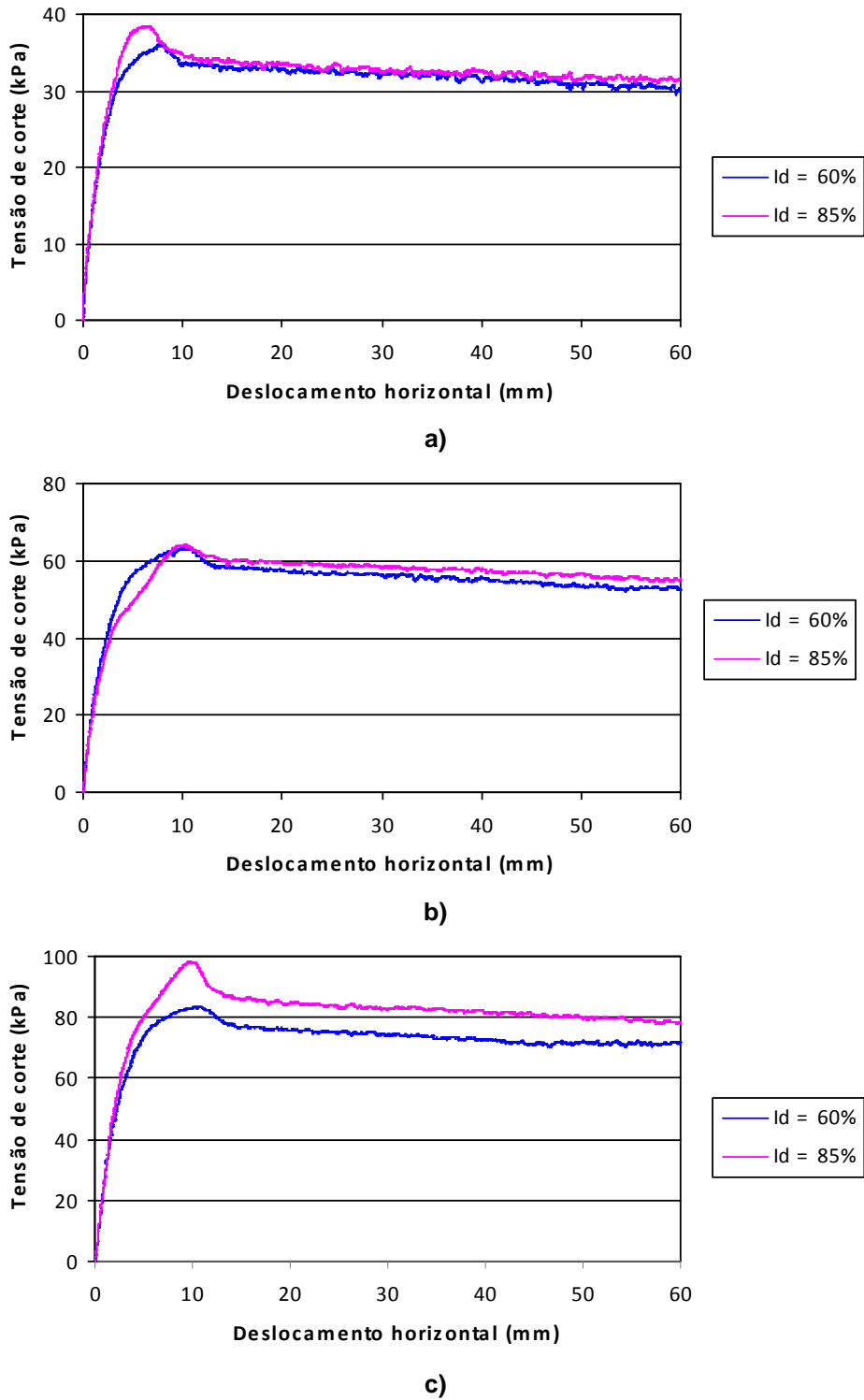


Figura 3.17 - Efeito do índice de compactidade da areia sobre a evolução das tensões de corte: a) $\sigma = 50$ kPa; b) $\sigma = 100$ kPa; c) $\sigma = 150$ kPa.

3.4.5. AVALIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE SOLO-GEOSINTÉTICO

Registando, num gráfico, o valor da tensão de corte máxima registada durante o ensaio, função da tensão vertical respectiva, é possível, ajustando uma recta aos pontos obtidos, determinar o ângulo de

atrito da interface. Se a equação da recta que melhor se ajuste aos resultados for dada por:

$$y = mx + b \quad (3.3)$$

o ângulo de atrito, que corresponde à inclinação da recta, pode obter-se por:

$$\phi = \arctg(m) \quad (3.4)$$

Na Figura 3.18 apresentam-se os valores das tensões de corte máximas para os ensaios realizados com tensão vertical de 50, 100 e 150 kPa e a recta que melhor se ajusta a esses pares de valores, para os ensaios realizados com índice de compactação da areia de 60%. O valor do coeficiente de determinação, R^2 , referente à recta envolvente, também apresentado na figura, é muito próximo do valor unitário, o que revela uma excelente correlação dos resultados. Os resultados apresentados na Figura 3.18 referem-se a ensaios realizados com 5 cm de altura de solo no interior da meia-caixa superior e sem colocação de qualquer elemento compressível entre a placa de carregamento e o solo.

Com base na equação da recta que melhor se ajusta aos resultados do ensaio, obtém-se, através da Equação 3.4, que o ângulo de atrito que caracteriza a interface entre a areia SP45, com índice de compactação de 60% e o geocompósito de reforço GC50/50 é igual a $25,2^\circ$. Note-se, porém, que na definição de recta envolvente de rotura existe ainda uma parcela de adesão aparente, de valor 13,9 kPa, que poderá ser explicada pela tendência das envolventes de rotura serem curvas para valores baixos da tensão de confinamento.

A Figura 3.19 ilustra a envolvente de rotura que caracteriza a interface entre a areia SP45, depositada na caixa de corte com índice de compactação de 85%, e o geocompósito de reforço GC50/50. Estes ensaios foram realizados com 5 cm de altura de areia na caixa de corte e sem colocação de qualquer elemento compressível entre o solo e a caixa de carregamento. Através da recta que melhor se ajusta aos resultados do ensaio, conclui-se que o ângulo de atrito que caracteriza esta interface é igual a $30,9^\circ$.

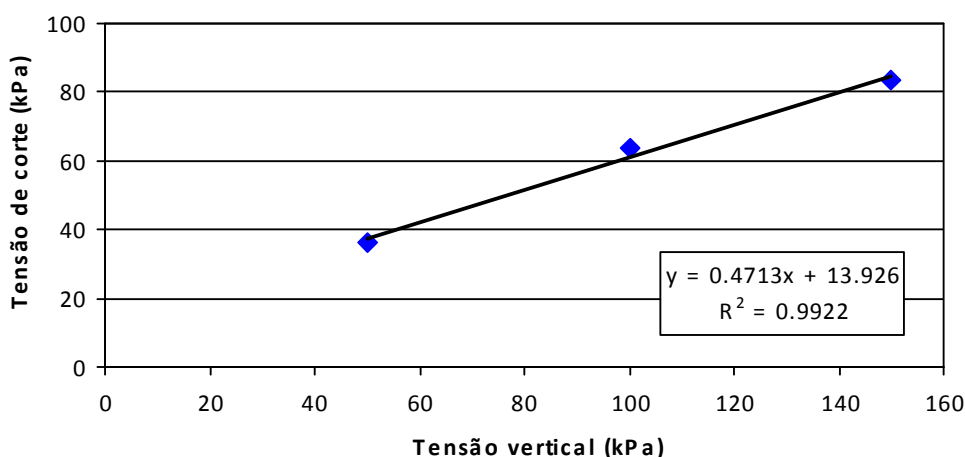


Figura 3.18 - Avaliação do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o índice de compactação da areia de 60%.

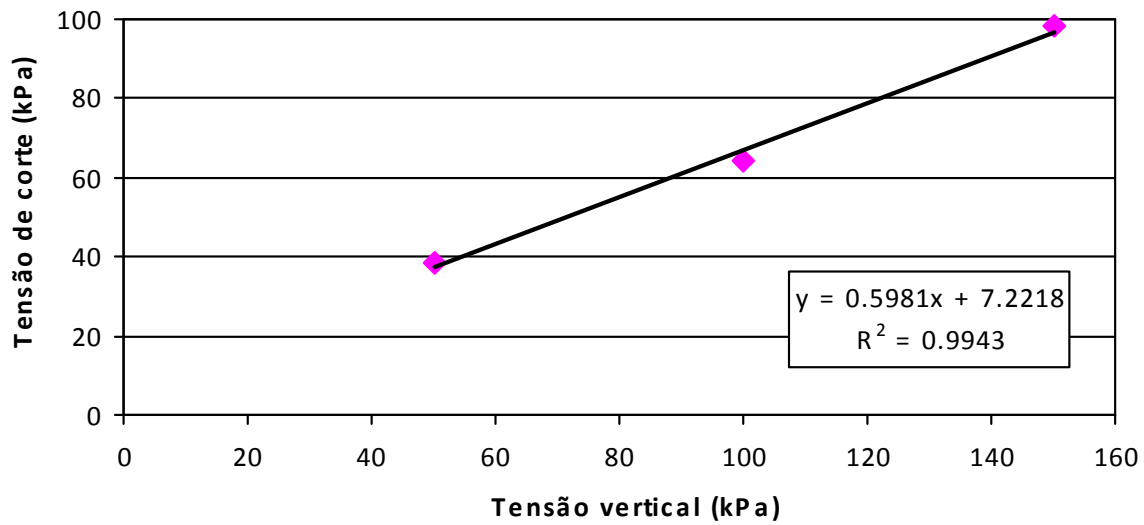


Figura 3.19 - Avaliação do ângulo de atrito da interface solo-geossintético para o índice de compactação da areia de 85%.

3.4.6. EFEITO DA VARIAÇÃO CÍCLICA DA TENSÃO VERTICAL

No estudo do efeito da variação cíclica da tensão de confinamento sobre a resistência ao corte de interfaces foram analisados diversos parâmetros, designadamente, a frequência e a amplitude da variação da tensão e a influência do índice de compactação da areia.

Efeito da frequência de variação da tensão vertical

Na Figura 3.20 estão representadas as evoluções da tensão de corte com o deslocamento horizontal, para as frequências de variação da tensão vertical de 0.1Hz e 0.01Hz e para tensão vertical constante (carregamento estático). Os valores apresentados referem-se a amostras com índice de compactação de 60% e tensão de confinamento média de 100 kPa (ver Quadro 3.3 e Quadro 3.4).

Da análise da Figura 3.20 constata-se que o ensaio com carregamento vertical estático evidencia maior resistência ao corte, quer em termos de resistência de pico, quer no que se refere à resistência residual. O valor mais baixo da resistência ao corte da interface foi registado no ensaio em que a variação da tensão vertical foi mais rápida ($f = 0,1$ Hz). Em termos médios, a resistência residual nos dois ensaios com variação cíclica da tensão de confinamento é semelhante.

Constata-se, ainda, que as diferenças observadas, em termos de tensões de corte, são maiores nas resistências de pico do que nas resistências residuais. Para $f=0,01$ Hz, os valores mais elevados da resistência residual aproximam-se dos obtidos para o ensaio estático.

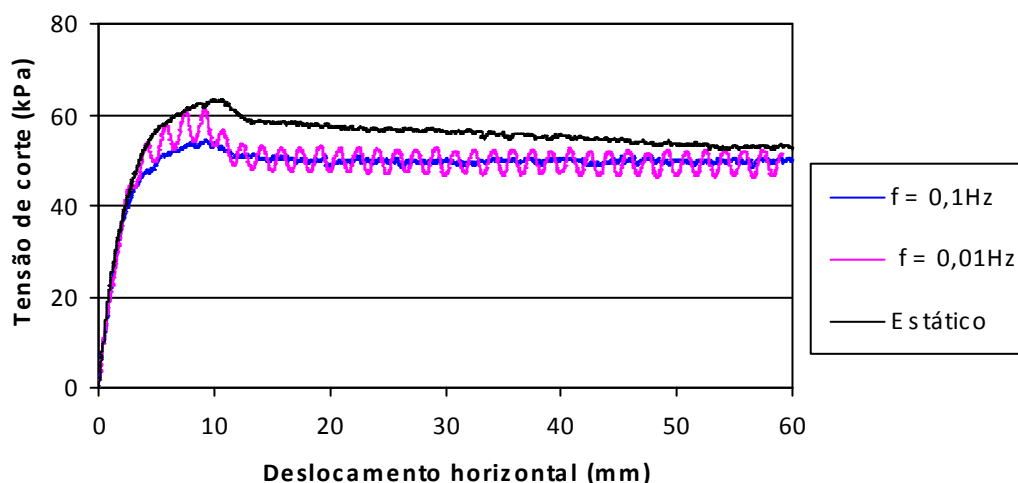


Figura 3.20 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical sobre a evolução das tensões de corte ($I_d=60\%$).

Na Figura 3.21 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais da placa de carregamento ao longo dos três ensaios a que se refere a Figura 3.20. Em termos médios, pode admitir-se que o comportamento é semelhante no ensaio com carregamento estático e no ensaio com variação de tensão vertical com $f = 0,01$ Hz. Neste último os assentamentos verificados na fase inicial do ensaio tendem a ser superiores. A dilatação da areia registada no ensaio realizado com $f = 0,1$ Hz tende a ser inferior à dos restantes.

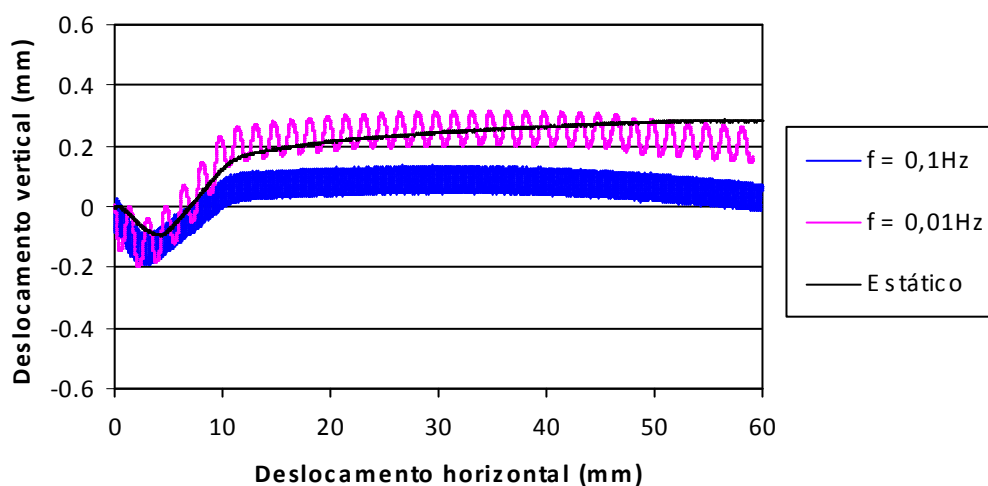


Figura 3.21 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical sobre os deslocamentos verticais da placa de carregamento ($I_d = 60\%$).

Na Figura 3.22 representam-se as evoluções das tensões de corte com o deslocamento imposto à interface, obtidas em ensaios com carregamento vertical constante e igual a 100 kPa, com variação cíclica da tensão vertical de +/-20 kPa e frequência de 0,1 Hz e com a mesma variação da tensão vertical e frequência de 0,01 Hz. Nestes ensaios a areia foi colocada no interior da caixa de corte com índice de compactação de 85%. À semelhança do que foi observado para $I_d=60\%$, constata-se que a resistência ao corte tende a ser superior no ensaio com carregamento estático, e inferior no ensaio cíclico com $f = 0,1\text{Hz}$.

Atendendo aos resultados apresentados neste ponto, poder-se-á desde já concluir que com o aumento da frequência de variação da tensão vertical decresce a resistência ao corte da interface entre a areia e o geocompósito GC50/50.

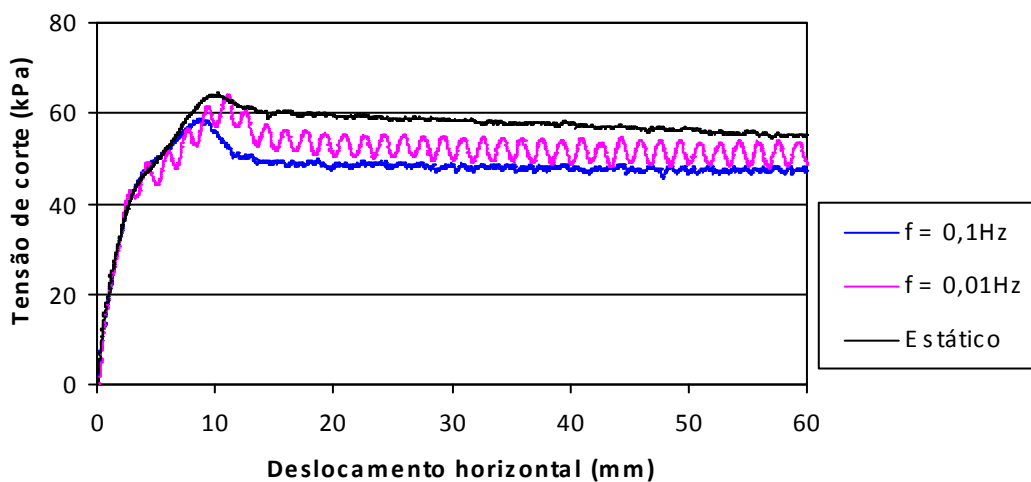


Figura 3.22 - Efeito da frequência da variação cíclica da tensão vertical obre a evolução das tensões de corte ($I_d = 85\%$).

Efeito da amplitude da variação da tensão vertical

A Figura 3.23 representa a evolução das tensões de corte com os deslocamentos horizontais num ensaio com carregamento vertical estático e em ensaios com carregamento vertical com variação cíclica de amplitude +/-20kPa e +/-50kPa.

A análise da Figura 3.23 permite constatar que, com a variação da tensão vertical de amplitude +/-50kPa (em torno da tensão 100kPa) se registam valores superiores da resistência da interface. Esta evidência é compreensível, dado que, em determinados instantes a tensão de confinamento atinge os 150 kPa. Em termos médios poder-se-á dizer que a resistência ao corte da interface é superior no ensaio com carregamento vertical estático e que tende a decrescer com a amplitude de variação da tensão de confinamento.

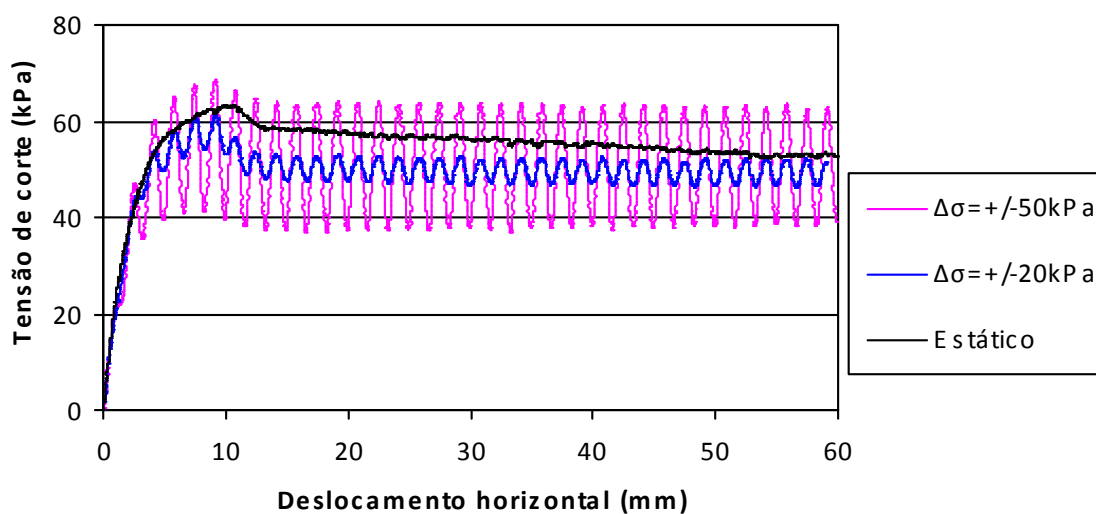


Figura 3.23 - Efeito da amplitude da variação cíclica da tensão vertical sobre a evolução das tensões de corte ($I_d = 60\%$).

Na Figura 3.24 apresentam-se as evoluções dos deslocamentos verticais da placa de carregamento para os três ensaios a que se refere a figura anterior. Observando a evolução desses deslocamentos, constata-se, em termos de valores médios, deslocamentos descendentes semelhantes para os três casos. O posterior deslocamento ascendente será máximo para o ensaio estático e mínimo para o ensaio cíclico com $\Delta\sigma = +/-50\text{kPa}$. A variação cíclica da carga vertical tenderá a inibir a dilatação positiva, tanto mais quanto maior a amplitude de variação da carga.

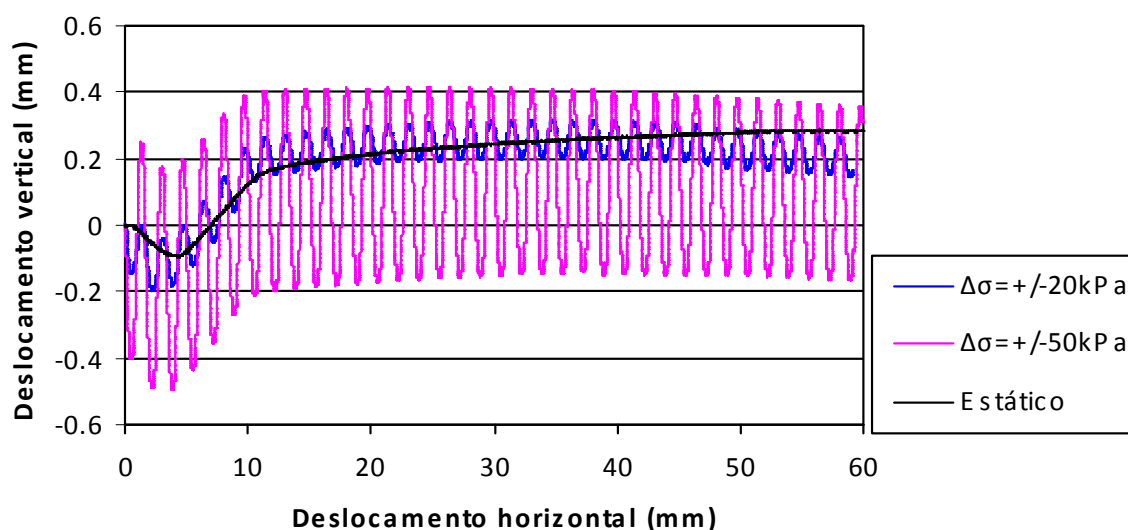


Figura 3.24 - Efeito da amplitude da variação cíclica da tensão vertical sobre os deslocamentos verticais da placa de carregamento ($I_d = 60\%$).

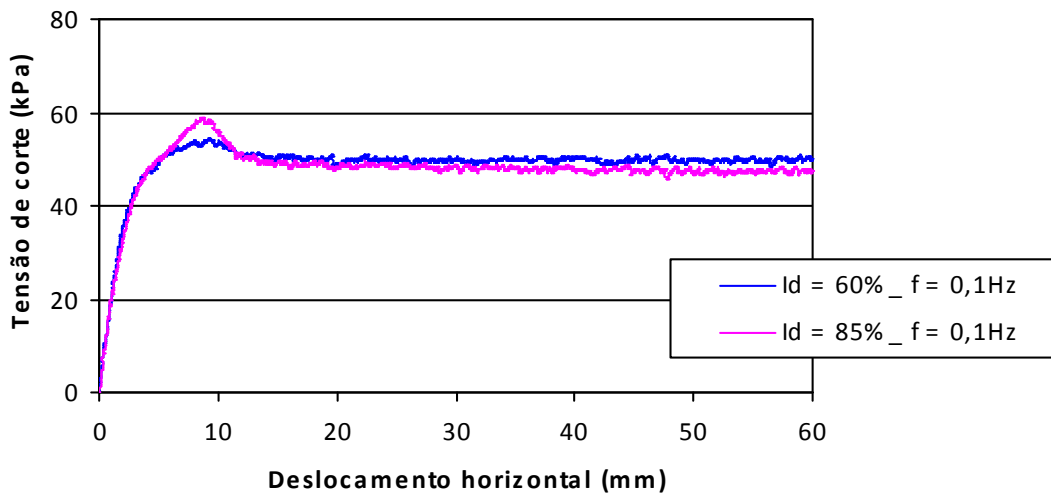
Efeito do índice de compactidade da areia

Paralelamente ao que foi feito para o carregamento vertical estático, apresenta-se neste ponto a influência do índice de compactidade da areia na resistência ao corte da interface solo-geossintético quando a tensão de confinamento varia ciclicamente.

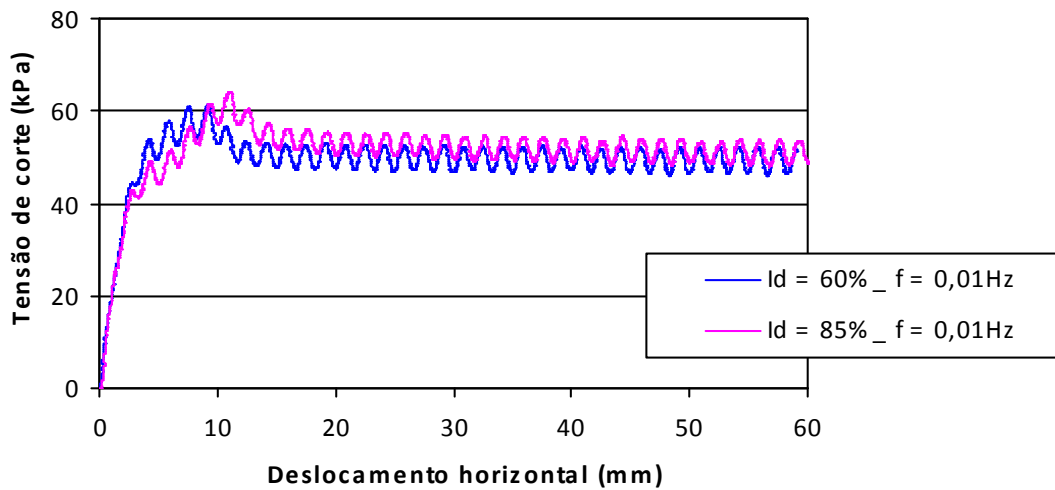
A evolução da tensão de corte com o deslocamento horizontal para os ensaios com carregamento vertical cíclico é apresentada na Figura 3.25. A Figura 3.25 a) refere-se a ensaios com frequência da variação do carregamento de 0.1Hz e a Figura 3.25 b) corresponde a $f = 0.01\text{Hz}$.

Constata-se pela análise da Figura 3.25, que para ambas as frequências de carregamento a resistência de pico obtida para $I_d=85\%$ é superior à obtida para $I_d=60\%$. As resistências residuais são semelhantes para os dois valores do índice de compactidade quer para $f=0.1\text{Hz}$ quer para $f=0.01\text{Hz}$.

À semelhança do que se verificou para o carregamento vertical uniforme, também para o carregamento cíclico a um maior índice de compactidade corresponde uma maior resistência de pico.



a)



b)

Figura 3.25 - Efeito do índice de compactidade da areia sobre a evolução das tensões de corte nos ensaios com variação da tensão vertical: a) $f = 0,1\text{Hz}$; b) $f = 0,01\text{Hz}$.

3.5 CONCLUSÕES

Do estudo experimental realizado pode concluir-se, em termos do efeito da altura de solo no interior da meia-caixa superior, que:

- a resistência ao corte de pico da interface solo – geossintético tende a aumentar com a altura de solo na caixa de corte. Conclusões semelhantes encontram-se em trabalhos publicados por outros autores (Gourc *et al.* [1996]; Bembem & Schulze [1998]);
- para o mesmo valor da tensão de confinamento, quanto maior a altura de solo na caixa, maiores são as deformações verticais.

Relativamente ao efeito da colocação de um elemento compressível entre a placa de carregamento e o solo, pode concluir-se que:

- para ensaios com colocação de um elemento compressível, a altura de 2,5cm revela-se insuficiente;
- com elemento compressível registam-se, tal como seria de esperar, maiores deslocamentos verticais na placa de carregamento;
- a deformabilidade do elemento compressível reduz substancialmente a dilatância positiva da areia;
- os ensaios com carregamento vertical rígido fornecem valores da resistência ao corte da interface superiores aos obtidos com colocação de um elemento compressível. Isto vem contrariar os resultados de Gourc *et al.* [1996] e Palmeira [1987; 1988] - que obtiveram resistências superiores para ensaios com carregamento flexível. - , e confirmar os de Hsieh & Hsieh [2003], que afirmam que a resistência é superior para ensaios com carregamento rígido;
- quanto maior a altura de solo na caixa, menor é a influência da colocação de um elemento compressível.

Relativamente ao efeito do índice de compacidade da areia foi possível concluir que:

- tal como o esperado, para índices de compacidade maiores, são obtidas resistências de pico mais elevadas;
- para tensões verticais baixas, as resistências residuais tendem a ser independentes do índice de compacidade; porém, à medida que se aumenta a tensão vertical, aumenta também a dependência das tensões residuais em relação ao índice de compacidade. Nestes casos, índices de compacidade mais elevados conduzem também a resistências residuais mais elevadas, contrariando o comportamento esperado.

Dos ensaios realizados com variação cíclica da tensão vertical pode concluir-se que:

- a variação cíclica da tensão vertical diminui a resistência ao corte da interface solo-geossintético;
- para ensaios cíclicos, quanto menor a frequência de aplicação da carga vertical, maior será a amplitude de variação da resistência ao corte, relativamente a um valor médio;

- para índices de compacidade menores, a resistência residual ao corte da interface solo-geossintético revelou-se menos dependente da natureza da solicitação vertical (estática ou cíclica) e da frequência da variação dessa solicitação;
- carregamentos cíclicos provocam assentamentos iniciais do solo maiores, relativamente a carregamentos verticais estáticos. Para carregamentos cíclicos, esse assentamento será maior para valores mais elevados de frequência de variação da carga vertical;
- os carregamentos estáticos induzem uma maior dilatância do solo; para os carregamentos cíclicos, a dilatância será tanto maior quanto mais baixa for a frequência de variação de aplicação do carregamento vertical;
- quanto maior for a amplitude de variação da tensão vertical, mais pronunciada é a diminuição da resistência ao corte relativamente aos valores obtidos com carregamento vertical estático;
- ao contrário do que seria de esperar, a resistência residual média para carregamentos cíclicos foi mais baixa para a menor amplitude de variação da tensão vertical aplicada;
- quanto maior a amplitude de variação da tensão vertical, menor a dilatância do solo verificada – em termos de valores médios;
- à semelhança do que acontece para os ensaios com carregamento vertical uniforme, também nos ensaios cíclicos se obtém uma resistência de pico da interface solo-geossintético superior quando o índice de compacidade da areia é mais elevado.

Relativamente ao equipamento e ao procedimento de ensaio deve referir-se que o:

- modo de compactação da areia, descrito em 3.3, é susceptível de alguma imprecisão. Um operador experiente será capaz de diminuir consideravelmente o erro, mas não de o eliminar completamente. No entanto, pelas razões descritas em Vieira [2008], as alternativas conhecidas para a colocação e compactação da areia não são, à data, adaptáveis ao, no equipamento do LGS da FEUP.

Em termos de desenvolvimentos futuros do trabalho que se apresenta, refira-se que:

- poderão explorar-se outras potencialidades do equipamento de ensaio, nomeadamente a possibilidade de realizar ensaios com deslocamentos horizontais cíclicos;
- poderão ser analisadas outras alternativas para simulação do carregamento vertical flexível;
- será interessante, também, realizar ensaios com outros valores da tensão vertical, bem como utilizar outros solos e geossintéticos ou trabalhar com outros índices de compacidade;
- no caso dos ensaios com carregamento vertical cíclico, seria interessante recorrer a outras frequências e/ou amplitudes de variação da tensão vertical.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

B

Bemben, S. M., & Schulze, D. A. [1998], "The Influence of Equipment Style and Setup Dimensions on Sand/Geomembrane Direct Shear Test Measurement", 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 453-458.

Blumel, W., & Stoewahse, C. [1998], "Geosynthetic interface friction testing in Germany - Effect of test setups", 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 447-452.

Brown, R.P. e Greenwood, J.H. [2002]. "Practical guide to the assessment of the useful life of plastics", Rapra Technology Limited, Shawbury, Shrewsbury, Shropshire, SY4 4NR, UK, p. 180.

G

Giroud, J. P. [1986]. "From geotextiles to geosynthetics: A revolution in geotechnical engineering". Proc. 3rd Int. Conf. Geotext. Vol. I. Vienna, pp. 1-18.

Gourc, J. P., Lalarakotoson, S., Muller-Rochholtz, H., & Bronstein, Z. [1996], "Friction measurement by direct shearing or tilting process - Development of a European Standard", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, pp. 1039-1046.

H

Hsieh, C., & Hsieh, M.-W. [2003]. "Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interfaces", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 21, pp. 25-47.

I

Ingold, T. S. [1994]. "The Geotextiles and Geomembranes Manual", 1st Ed., Elsevier, 610 pp.

J

Jewell, R. A. [1996]. “Soil Reinforcement with Geotextiles”, Ciria and Thomas Telford Publishers, Ciria ISBN 0 86017 425 5, Thomas Telford ISBN 0 7277 2502 5, 332 p..

Jewell, R. A., Paine, N., and Woods, R. I. [1984]. “Design methods for steep reinforced embankments. Polymer Grid Reinforcement”, Proc. Conf. London, pp. 70-81.

Jewell, R. A. [1990]. “Strength and deformation in reinforced soil design”. In Proc. 4th Int. Conf. Geotext. Geomembr. Relat. Prod. Vol. 3. The Hague, pp. 913-946.

K

Koerner, Robert M. [1999]. “Emerging and Future Developments of Selected Geosynthetic Applications”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, April 2000, pp. 291-306.

L

Ladeira, M. A. S. A. [1995]. “Estudo dos Fenómenos da Interação Solo-Geossintéticos Através de Ensaios de Arranque”, Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Lopes, M. L. [1998]. “Comportamento ao arranque de reforços danificados”, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – *Geotecnia*, Nº 83, pp. 27-36, Lisboa.

Lopes, M. J. and Lopes, M. L. [1999]. “Soil-geosynthetic interaction – influence of soil particles size and geosynthetic structure”, *Geosynthetics International Journal*, Vol. 6, Nº 4, pp. 261-282.

Lopes, M. L. & Ladeira, M. [1996]. “Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrids interaction”, *International Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14, Nº 10, pp. 543-554.

M

Matos Fernandes, M. [2006]. “Mecânica dos solos. Conceitos e Princípios Fundamentais”, Vol. 1, FEUP Edições, 451 p.

McGown, A., Andraws, K. Z., and Al-Hasani, M.M. [1978]. “Effect of inclusion properties on the behavior of sand. *Géotechnique*, 28(3): 327-346.

McGown, A., Andrewes, K. Z., Pradhan, S., Khan, A. J. [1998], "Limit state design of geosynthetic reinforced soil structures". In: Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics, pp. 144-179.

N

NP EN ISO 10318. "Geossintéticos – Termos e definições", aguarda publicação (EN ISO 10318: 2005 (Ed. 1)).

NP EN ISO 12957-1. [2007]. "Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de corte directo".

NP EN ISO 9862. [2007]. "Geossintéticos – Amostragem e preparação de provetes para ensaio".

P

Palmeira, E. M. [1987], "The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests", PhD Thesis, University of Oxford, 236 p.

Palmeira, E. M. [1988]. "Discussion on Direct shear tests on reinforced sand", *Géotechnique*, Vol. 38, No. 1, pp. 146-148.

Pinho Lopes, M. J. [1998]. "Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interação solo-geossintético". Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

Pinho Lopes, M. J. [2005]. "Estudos de Coeficientes de Segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos". Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto.

Pinto, M. Isabel M; Lopes, M. de Lurdes e Lopes, Margarida P. [2007]. "Normalização dos geossintéticos em Portugal. Marcação CE", *Actas do 2º Seminário Português sobre Geossintéticos*, pp. 227-237, Lisboa.

R

Ram, A. [1997]. "Fundamentals of Polymer Engineering", Plenum Press, New York, p. 237.

S

Silvano, R. P. S. X. [2005]. “Solo reforçado com geossintéticos. Estudo dos parâmetros caracterizadores do comportamento.”, Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 185 p.

Stoewahse, C., Dixon, N., Jones, D. R. V., Blumel, W., & Kamugisha, P. [2002]. "Geosynthetic interface shear behaviour: Part 1 - Test methods", *Ground Engineering*, p 35-41.

V

Vieira, C. F. S. V. [2008]. “Muros e Taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento”, Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 575 P.