

# **EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À MODELAÇÃO FÍSICA DE GEOCONTENTORES**

**LUÍS MIGUEL FERNANDES MORAIS**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS  
E AMBIENTE**

---

Orientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

---

Co-Orientador: Professora Doutora Maria de Lurdes da Costa Lopes

JULHO DE 2010

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2009/2010 - 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 minha Família  
À Tânia



## **AGRADECIMENTOS**

No culminar deste trabalho manifesto os meus profundos e sinceros agradecimentos a todas as pessoas e instituições que de algum modo contribuíram para que este se realizasse, e em particular:

Ao meu orientador Professor Doutor Francisco Taveira Pinto, pelas sugestões e críticas apresentadas, pela total disponibilidade para esclarecer dúvidas e apresentar soluções valiosas para a conclusão deste trabalho.

À minha co-orientadora Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes, por ter acreditado em mim, pela confiança, por toda a ajuda e dedicação, pelo incentivo, pela disponibilidade permanente e pela amizade.

Ao Doutor José Ricardo Carneiro e Mestre Simão Moreira, pela disponibilidade, sábias exposições dos ensaios a realizar no âmbito da dissertação e pela amizade.

À Mestre Luciana das Neves, pelos esclarecimentos relativos ao modelo à escala reduzida e pela disponibilidade.

Ao Mestres Miguel Paula e Rui Silvano, pela partilha de conhecimentos em ensaios de geotêxteis e pela amizade.

Ao Engenheiro Rui Viana, pela amigável partilha de ideias, em especial nos aspectos relacionados com os equipamentos laboratoriais e pela amizade.

Ao Sr. José Ramiro Soares do Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, pela disponibilidade.

Ao Laboratório de Materiais de Construção da FEUP, em particular ao Fernando, ao Manuel, ao Gil e à Eng. Patrícia Pereira pela disponibilidade.

À D. Maria Teresa Pinto, pela atenção e simpatia.

A todos os meus Amigos que me acompanharam ao longo de todo o percurso académico.

À Tânia, em especial, agradeço o incondicional apoio, o constante incentivo, a enorme compreensão e paciência ao longo do desenvolvimento da dissertação.

À minha família, em particular aos meus pais e irmãos, pelo apoio e incentivo nos bons e menos bons momentos.



## **RESUMO**

Recentemente, têm vindo a ser desenvolvidas e aplicadas um pouco por todo o mundo novas estruturas de protecção costeira, mais ligeiras, utilizando materiais alternativos ao tradicional enrocamento e betão. Os geocontentores preenchidos com areia têm-se apresentado como uma solução muito vantajosa enquadrada neste novo panorama, onde os benefícios de carácter técnico, económico, reduzido impacte ambiental e rapidez de implementação são sem dúvida mais-valias.

Existem vários estudos teóricos e experimentais envolvendo modelos reduzidos onde são avaliadas diversas propriedades físicas e mecânicas dos geocontentores, como sejam a estabilidade ao deslizamento e ao derrube, o efeito da deformação e da variação das áreas efectivas de contacto entre as estruturas, a permeabilidade global da estrutura, entre outras. No entanto a bibliografia não apresenta estudos relativos ao comportamento do material.

Assim, surge como objectivo do presente trabalho de investigação, a possível avaliação dos efeitos de escala associados à modelação física de geocontentores, mais concretamente, o efeito de escala associado aos materiais constituintes dos geocontentores (geossintético e areia).

Foram considerados os materiais reais, correntemente utilizados em obra, e os materiais seleccionados para a modelação física de um caso de estudo realizado na Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Para os geossintéticos, foram realizados estudos experimentais para avaliar um conjunto de propriedades (espessura, massa por unidade de área, tracção-extensão, punçoamento estático, punçoamento dinâmico, rasgamento, porometria, permeabilidade normal ao plano do geossintético, permeabilidade no plano do geossintético e abrasão).

Foi também realizada a análise granulométrica de caracterização das areias. Com base nos valores obtidos relativos a cada uma das propriedades citadas, foi determinada a relação de escala geométrica relativa à modelação física dos geocontentores.

Os resultados obtidos permitem atestar a ocorrência de importantes efeitos de escala na extrapolação de dados para o protótipo relativamente às propriedades dos materiais, assim como no comportamento global da estrutura, nomeadamente no que concerne à estabilidade, permeabilidade e mecanismos de rotura.

**PALAVRAS-CHAVE:** geossintéticos, protecção costeira, modelação física, efeitos de escala.





## **ABSTRACT**

Recently, new coastal protection structures have been developed and implemented around the world. These new structures are lighter, using alternative materials to traditional rubble mound and concrete. The geocontainers filled with sand have been presented as a very advantageous solution framed in this new context, where the technical, economic, reduced environmental impact and speed of implementation benefits are certainly gains.

There are several theoretical and experimental studies involving reduced models, where the different physical and mechanical properties of geocontainers, such as stability to the sliding and overturning, the effect of deformation and variation of the actual contact areas between structures, the global permeability of the structure, among others, are evaluated. However, the literature does not present studies about the behavior of the material.

Therefore, the objective of this work is the possible assessment of the scale effects associated with the physical modeling of geocontainers, more specifically, the scale effect associated with the materials constituting the geocontainers (geosynthetic and sand).

There were considered the real materials, commonly used in construction, and materials selected for the physical modeling of a case study in the Hydraulics, Water Resources and Environment Section of the Engineering Faculty of the Oporto University.

Experimental studies were performed to evaluate a set of properties of the geosynthetics (thickness, mass per unit area, load-strain, static puncture, dynamic puncture, tearing strength, characteristic opening size, water permeability characteristics normal to the plane, water flow capacity in their plane, and abrasion damage simulation).

It was also performed the granulometric analysis to characterize the sand. Based on the values obtained for each of the mentioned properties, it was determined the similitude criteria of the physical modeling of geocontainers.

The results of these studies and analysis testify to the significant scale effects in the extrapolating of data for the prototype, concerning the properties of materials, as well as the overall behavior of the structure, particularly with regard to stability, permeability and the failure mechanisms.

**KEYWORDS:** geosynthetics, coastal protection, physical modeling, scale effects.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA</b> .....	3
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. PRINCIPAIS TIPOS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA .....	4
2.3. GEOSSISTEMAS .....	12
2.3.1. INTRODUÇÃO .....	12
2.3.2. GEO-SACOS .....	12
2.3.3. GEOCONTENTOR .....	13
2.3.4. GEOTUBO .....	13
2.3.5. PREPARAÇÃO DOS GEOSSISTEMAS .....	14
2.3.6. ENCHIMENTO DOS GEOSSISTEMAS .....	15
2.4. NOTA FINAL .....	15
<b>3. CARACTERIZAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS E AREIAS</b> .....	17
3.1. INTRODUÇÃO .....	17
3.2. APRESENTAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL .....	18
3.3. MATERIAIS CONSTITUINTES E PROCESSOS DE FABRICO ASSOCIADOS .....	19
3.4. NORMAS .....	23
3.5. CORTE E PREPARAÇÃO DE PROVETES .....	24
3.6. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS .....	24
3.6.1. PROPRIEDADES FÍSICAS .....	24
3.6.1.1. Espessura .....	25
3.6.1.2. Massa por unidade de área .....	27
3.6.1.3. Densidade relativa .....	28

3.6.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	29
3.6.2.1. Resistência a esforços de tracção.....	29
3.6.2.2. Resistência ao punçoamento .....	38
3.6.2.3. Resistência ao rasgamento .....	45
3.6.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS .....	48
3.6.3.1. Dimensão característica da abertura dos poros.....	49
3.6.3.2. Permeabilidade à água normal ao plano.....	56
3.6.3.3. Permeabilidade à água no plano .....	62
3.6.4. PROPRIEDADES RELATIVAS À DURABILIDADE POR ABRASÃO .....	77
<b>3.7. PROPRIEDADES DAS AREIAS.....</b>	<b>87</b>
3.7.1. AREIA DO PROTÓTIPO .....	87
3.7.2. AREIA DO MODELO .....	90
<b>3.8. NOTA FINAL .....</b>	<b>91</b>

## **4. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À MODELAÇÃO FÍSICA DE GEOCONTENTORES .....**

93

<b>4.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>93</b>
<b>4.2. MODELAÇÃO FÍSICA .....</b>	<b>94</b>
<b>4.3. SEMELHANÇA HIDRÁULICA.....</b>	<b>95</b>
<b>4.4. RELAÇÕES DE ESCALA .....</b>	<b>97</b>
<b>4.5. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....</b>	<b>99</b>
4.5.1. INTRODUÇÃO .....	99
4.5.2. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DOS GEOTÊXTEIS .....	99
4.5.2.1. Espessura.....	99
4.5.2.2. Massa por unidade de área.....	99
4.5.2.3. Resistência à tracção .....	99
4.5.2.4. Resistência ao punçoamento dinâmico.....	100
4.5.2.5. Resistência ao punçoamento estático.....	100
4.5.2.6. Resistência ao rasgamento .....	101
4.5.2.7. Dimensão característica das aberturas .....	101
4.5.2.8. Permeabilidade à água normal ao plano.....	101
4.5.2.9. Permeabilidade à água no plano .....	102
4.5.2.10. Propriedades relativas à durabilidade por abrasão.....	102
4.5.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS .....	103

4.5.4. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DAS AREIAS .....	104
<b>4.6. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À MODELAÇÃO FÍSICA DE GEOCONTENTORES .....</b>	<b>104</b>
4.6.1. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AOS GEOTÊXTEIS.....	104
4.6.2. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AO ENCHIMENTO DOS GEOCONTENTORES .....	104
4.6.3. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À ESTABILIDADE DA ESTRUTURA .....	109
4.6.4. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AO FLUIDO .....	110
<b>4.7. PROCEDIMENTO DE SELECÇÃO DO MATERIAL PARA O MODELO .....</b>	<b>110</b>
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>113</b>
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	113
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	114
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>117</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Obra longitudinal aderente: a) frente litoral da cidade da Horta; b) Praia do Porto Pim, Horta.....	5
Figura 2.2 – Esquema de revestimento da ilha artificial da ponte de Incheon, Coreia do Sul. ....	5
Figura 2.3 – Esporões: a) norte; b) norte e sul da frente litoral do Furadouro.....	6
Figura 2.4 – Funcionamento de um campo de esporões (adaptado de Garcia, 2007). ....	6
Figura 2.5 – Esporões constituídos por sacos geocontentores na Austrália.....	7
Figura 2.6 – Efeito de um campo de quebramares destacados (adaptado de Garcia, 2007).....	7
Figura 2.7 – Quebramar destacado: a) Foz do Douro, Porto b) Lajes do Pico, Açores. ....	8
Figura 2.8 – Quebramar destacado submerso. ....	8
Figura 2.9 – Alimentação artificial da praia de Marataízes, Brasil.....	9
Figura 2.10 – a) quebramar de taludes (marina de Angra do Heroísmo); b) quebramar estrutura mista (marina da Vila da Praia, ilha Graciosa). ....	9
Figura 2.11 – Tipos de quebramares: a) taludes; b) parede vertical; c) misto e d) de estrutura mista (adaptado de Taveira Pinto, 2007).....	10
Figura 2.12 – Molhes do Douro, Porto.....	11
Figura 2.13 – Geo-saco: a) preparação para transporte e colocação; b) estrutura com geo-sacos. ....	12
Figura 2.14 – Geocontentor: a) manuseamento de geocontentores; b) enchimento no batelão. ....	13
Figura 2.15 – Geotubos: a) construção no mar; b) construção em praia. ....	13
Figura 2.16 – Realização de uma junta simples no geocontentor.....	14
Figura 2.17 – Técnicas de enchimento de geossistemas: a) escavadora e acessórios; b) “wrap-around”; c) bombagem. ....	15
Figura 3.1 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho-Lopes, 2004).....	17
Figura 3.2 – Aspecto visual dos geotêxteis: a) GTM; b) GTP.....	18
Figura 3.3 – Geocontentor sujeito à acção de algas.....	20
Figura 3.4 – Processo de fabrico de monofilamentos de PP: a) vista geral; b) molde de extrusão (Carneiro, 2009) .....	21
Figura 3.5 – Processo de corte dos monofilamentos de PP: a) vista geral do processo; b) pormenor do sistema de corte e de recolha das fibras (Carneiro, 2009). ....	21
Figura 3.6 – Imagem ampliada de geotêxtil não tecido agulhado (Lopes 1998). ....	22
Figura 3.7 – Processo de fabrico de geotêxteis não tecidos agulhados: a) esquema geral; b) exemplos de agulhas; c) processo de agulhagem; d) pormenor da placa com agulhas; e) enrolamento do geotêxtil após o processo de agulhagem [a), b) (Koerner, 1999); c), d), e) (Carneiro, 2009)]. ....	22
Figura 3.8 – Distribuição dos provetes: a) esquema; b) marcação para corte no geotêxtil.....	24

Figura 3.9 – Determinação da espessura: a) provetes; b) peso. ....	25
Figura 3.10 – Determinação da espessura: a) equipamento de ensaio; b) colocação do peso no equipamento (2 kPa); c) ensaio de um provete. ....	25
Figura 3.11 – Determinação da massa por unidade de área: medição e pesagem do provete geotêxtil. ....	27
Figura 3.12 – Densidade relativa do geotêxtil GTM e GTP.....	28
Figura 3.13 – Equipamento de ensaio universal do laboratório de geossintéticos. ....	29
Figura 3.14 – Células de carga: a) Células de 5 e 10 kN; b) Célula de 50 kN instalada no equipamento. ....	30
Figura 3.15 – Sistema de utilização de garras em cunha: a) cabrestantes; b) cunha face borracha (esq.) cunha face rugosa (dir.). ....	30
Figura 3.16 – a) Garra de compressão hidráulica; b) garra cilíndrica. ....	31
Figura 3.17 – Dimensões do provete para o ensaio de tracção e disposição nas cunhas.....	31
Figura 3.18 – Vídeo-extensómetro: a) Vista geral; b) câmara para aquisição do sinal; c) alvos colocados em provete pronto a ensaiar. ....	32
Figura 3.19 – Rotura de geotêxtil GTP com deslocamento do alvo.....	33
Figura 3.20 – Curvas força-extensão obtidas pelo afastamento das garras para um provete de cada geotêxtil em estudo.....	34
Figura 3.21 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção de fabrico. ....	35
Figura 3.22 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	36
Figura 3.23 – Comparação das curvas médias força-extensão do geotêxtil GTM na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	36
Figura 3.24 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP na direcção de fabrico .....	37
Figura 3.25 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à de fabrico .....	38
Figura 3.26 – Comparação das curvas médias força-extensão do geotêxtil GTP na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	38
Figura 3.27 – Esquema de danificação por punçoamento em geotêxtil. ....	39
Figura 3.28 – Preparação de um provete para o ensaio de punçoamento: a) provete; b) argolas de aço c) provete preparado para ensaio.....	39
Figura 3.29 – Preparação do equipamento para o ensaio de punçoamento dinâmico: a) colocação do provete condicionado; b) descida da guarda; c) colocação do cone nos fixadores.....	40
Figura 3.30 – Pós-ensaio de punçoamento dinâmico: a) punçoamento provocado pelo cone; b) e c) medição da abertura com o cone de medição. ....	40
Figura 3.31 – Perfuração por punçoamento dinâmico: a) GTM; b) GTP. ....	41



Figura 3.32 – Ensaio de punção estático: a) pilão; b) início do ensaio; c) deformação do provete; d) rotura do provete. ....	42
Figura 3.33 – Curvas de força-deslocamento dos 10 provetes ensaiados do geotêxtil GTM .....	44
Figura 3.34 – Curvas de força-deslocamento dos 10 provetes ensaiados do geotêxtil GTP.....	44
Figura 3.35 – Esquema de um provete para o ensaio de rasgamento de acordo com a norma ASTM D4533-04 (2009): a) esquema do provete; b) provete do geotêxtil GTP.....	45
Figura 3.36 – Ensaio de rasgamento de um provete do geotêxtil GTP: a) início do ensaio; b) e c) durante o ensaio; d) final do ensaio .....	46
Figura 3.37 – Curvas de rasgamento dos provetes e curva de rasgamento média do geotêxtil GTM na direcção de fabrico. ....	48
Figura 3.38 – Permeabilidade nos planos do material (adaptado de Shukla, 2002). ....	48
Figura 3.39 – Permeabilidade no plano perpendicular ao do material (adaptado de Shukla, 2002)....	48
Figura 3.40 – Determinação de $O_{90}$ a partir da curva granulométrica do solo passado através de um geotêxtil (adaptado de Moreira, 2009). ....	50
Figura 3.41 – Fixação do provete ao suporte: a) suporte do peneiro; b) colocação do provete no suporte do peneiro; c) colocação do peneiro sobre o geotêxtil. ....	51
Figura 3.42 – Solo granular: a) colocação do solo granular sobre o geotêxtil; b) curva granulométrica do solo utilizado no ensaio de porometria (adaptado de Pinto, 2005).....	51
Figura 3.43 – Ensaio de porometria: a) equipamento de peneiração automática; b) tina e pulverizador; c) dispositivo no decorrer do ensaio. ....	52
Figura 3.44 – a) manómetro de pressão e válvulas; b) medidor de caudal; c) recipiente de recepção de água e solo passado no geotêxtil.....	52
Figura 3.45 – a) aspecto do provete/solo após o ensaio; b) solo passado após secagem em estufa; c) estufa do laboratório de ensaios de materiais da FEUP.....	53
Figura 3.46 – Peneiração do solo passado: a) série de peneiros ISO 565/R20, b) peneiração por séries; c) aspecto de uma série de peneiros após a peneiração.....	53
Figura 3.47 – Curva granulométrica do solo passado através do geotêxtil GTM.....	55
Figura 3.48 – Curva granulométrica do solo passado pelo geotêxtil GTP.....	56
Figura 3.49 – Equipamento de ensaio de permeabilidade à água normal ao plano do LGS da FEUP	56
Figura 3.50 – Preparação de provetes para o ensaio de permeabilidade à água normal ao plano: a) e b) provetes cortados; c) provetes imersos em água. ....	57
Figura 3.51 – Montagem do provete no equipamento: a) provete colocado com a grelha; b) vista geral do local de colocação do provete; c) teste às condições do provete.....	57
Figura 3.52 – Curvas de regressão quadrática obtidas para os provetes do geotêxtil GTM.....	60
Figura 3.53 – Curvas de regressão quadrática obtidas para os provetes do geotêxtil GTP. ....	61
Figura 3.54 – Vista geral do equipamento de transmissividade do LGS. ....	62
Figura 3.55 – Sistema de aplicação da tensão normal: a) motor e transmissão; b) célula e prato de carga.....	63

Figura 3.56 – Zona de jusante do equipamento: a) descarregador de jusante e de fundo; b) zona de entrada dos provetes e membrana de neoprene. ....	63
Figura 3.57 – Admissão de água ao sistema: a) válvulas a montante; b) válvula de admissão (vermelha) e válvula de ajuste/esgoto (verde). ....	64
Figura 3.58 – Estanqueidade do sistema: a) transição lateral para jusante da membrana de borracha; b) pormenor da admissão de ar à membrana e estanqueidade de jusante.....	64
Figura 3.59 – Sistema de admissão de ar: a) compressor; b) regulador de pressão e válvula de seccionamento.....	65
Figura 3.60 – Tubos piezométricos: a) disposição do sistema; b) régua graduada para medição do nível de água. ....	65
Figura 3.61 – Placas em neoprene: a) vista geral; b) espessura das placas existentes no LGS.....	66
Figura 3.62 – Quadro eléctrico dos ensaios hidráulicos de geossintéticos. ....	66
Figura 3.63 – Provede do geotêxtil GTP preparado para o ensaio de permeabilidade à água no plano. ....	67
Figura 3.64 – Processo de instalação do provede e placas de confinamento em neoprene. ....	68
Figura 3.65 – Cotas piezométricas: a) gradiente 0,1 mm/mm; b) 1,0 mm/mm. ....	69
Figura 3.66 – Efeito da tensão normal na permeabilidade à água no plano do geotêxtil (adaptado de Shukla, 2002).....	73
Figura 3.67 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção de fabrico, do geotêxtil GTM. ....	74
Figura 3.68 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção perpendicular à direcção de fabrico, do geotêxtil GTM.....	75
Figura 3.69 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção de fabrico, do geotêxtil GTP. ....	76
Figura 3.70 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção perpendicular à direcção de fabrico, do geotêxtil GTP. ....	76
Figura 3.71 – Esquema do equipamento de simulação da abrasão (adaptado da NP EN ISO 13427:2006).....	77
Figura 3.72 – Equipamento de abrasão desenvolvido para o Laboratório de Geossintéticos.....	78
Figura 3.73 – Provede preparado para instalação no equipamento de abrasão. ....	78
Figura 3.74 – Processo de montagem do provede geotêxtil/abrasivo na placa superior: a) fixação na garra oposta ao esticador; b) fixação na garra do lado do esticador; c) sistema montado no equipamento .....	79
Figura 3.75 – a) Pormenor do esticador; b) equipamento preparado para ensaio. ....	79
Figura 3.76 – Provede de geotêxtil GTP após ensaio de abrasão: a) vista geral; b) pormenor da abrasão.....	80
Figura 3.77 – Modificação das dimensões do provede após abrasão: a) e b) redução da largura do provede; c) redução da espessura do provede. ....	81

Figura 3.78 – Provete sujeito à abrasão preparado para corte e ensaio à tracção.....	81
Figura 3.79 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM submetido à abrasão na direcção de fabrico .....	82
Figura 3.80 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM submetido à abrasão na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	83
Figura 3.81 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP submetido à abrasão na direcção de fabrico. ....	84
Figura 3.82 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP submetido à abrasão na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	84
Figura 3.83 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTM na direcção de fabrico. ....	85
Figura 3.84 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à direcção de fabrico.....	85
Figura 3.85 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTP na direcção de fabrico.....	86
Figura 3.86 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTP na direcção perpendicular à direcção de fabrico. ....	86
Figura 3.87 – Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Estela.....	87
Figura 3.88 – Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Leirosa.....	88
Figura 3.89 – Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Estela e da Leirosa com a curva média representativa .....	89
Figura 3.90 – Curva granulométrica da areia SP 55.....	90
Figura 4.1 – Modelo reduzido de fundo móvel para ensaio de um geotubo submerso.....	94
Figura 4.2 – Resultados das relações de escala determinadas para cada uma das propriedades dos geotêxteis. ....	103
Figura 4.3 – Efeito da velocidade de deformação no comportamento do geocompósito.....	105
Figura 4.4 – Dispositivo de simulação do punçoamento dinâmico (adaptado de Heibaum, 2010).....	106
Figura 4.5 – Efeito da compressão na permissividade e na transmissividade de um geotêxtil não tecido agulhado (adaptado de Shukla, 2002 por Moreira, 2009).....	106
Figura 4.6 – Fenómenos que diminuem a permeabilidade dos geotêxteis: a) blocagem; b) cegueira e c) colmatção (adaptado de das Neves, 2003) .....	107
Figura 4.7 – Relação do movimento de areia no geocontentor com o número de Froude. ....	109
Figura 4.8 – Processo de dimensionamento de modelos reduzidos com geocontentores e aplicabilidade.....	111



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Principais tipos de estruturas de defesa costeira (adaptado de das Neves, 2003).....	4
Quadro 2.2 – Tipologia de juntas mais frequentes (adaptado de Pilarczyk, 2000) .....	14
Quadro 3.1 – Documentação técnica dos geotêxteis GTM e GTP.....	18
Quadro 3.2 – Propriedades dos polímeros a 20 °C (adaptado de Pilarczyk, 2000). .....	19
Quadro 3.3 – Comparação das propriedades dos polímeros (adaptado de Shukla, 2002). .....	20
Quadro 3.4 – Normas CEN para os ensaios realizados. ....	23
Quadro 3.5 – Norma ASTM para o ensaio de rasgamento. ....	23
Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios da massa por unidade de área e espessura do GTM. ....	26
Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios da massa por unidade de área e espessura do GTP.....	26
Quadro 3.8 – Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTM. ....	35
Quadro 3.9 – Resultados dos ensaios de tracção-extensão para o geotêxtil GTP. ....	37
Quadro 3.10 – Resultados dos ensaios de punçoamento dinâmico (diâmetro da abertura em mm). .	41
Quadro 3.11 – Resultados obtidos no ensaio de punçoamento estático dos geotêxteis GTM e GTP.	43
Quadro 3.12 – Resultados do ensaio de rasgamento de 10 provetes intactos do geotêxtil GTM e GTP para a direcção de fabrico e para a direcção perpendicular à de fabrico. ....	47
Quadro 3.13 – Resultados do ensaio de porometria para o geotêxtil GTM. ....	54
Quadro 3.14 – Resultados individuais, por provete, da dimensão característica das aberturas (GTM) .....	54
Quadro 3.15 – Resultados do ensaio de porometria para o geotêxtil GTP. ....	55
Quadro 3.16 – Resultados individuais, por provete, da dimensão característica das aberturas (GTP)	56
Quadro 3.17 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água normal ao plano para um provete do geotêxtil GTM. ....	59
Quadro 3.18 – Velocidades de escoamento V20 para os 5 provetes do geotêxtil GTM.....	59
Quadro 3.19 – Parâmetros da curva de regressão quadrática para os 5 provetes do geotêxtil GTM.	60
Quadro 3.20 – Resultados obtidos das velocidades de escoamento V20 para 5 provetes GTP.....	61
Quadro 3.21 – Parâmetros da curva de regressão quadrática para os 5 provetes do geotêxtil GTP..	61
Quadro 3.22 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 20 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP. ....	72
Quadro 3.23 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 100 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP. ....	72
Quadro 3.24 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 200 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP. ....	73

Quadro 3.25 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção de fabrico, do geotêxtil GTM.....	74
Quadro 3.26 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTM. ....	74
Quadro 3.27 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção de fabrico, do geotêxtil GTP .....	75
Quadro 3.28 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP .....	76
Quadro 3.29 - Descrição dos processos de abrasão (adaptado de Raymond et al., 1982 por Pinto, 2005).....	80
Quadro 3.30 - Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTM submetido à abrasão .....	82
Quadro 3.31 - Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTP submetido à abrasão	83
Quadro 3.32 – Resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Estela. ....	87
Quadro 3.33 - Resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Leirosa. ....	88
Quadro 3.34 – Valores médios das análises granulométricas das areias da Estela e da Leirosa. ....	89
Quadro 3.35 - Composição química da areia SP 55 (Sibelco).....	90
Quadro 3.36 – Análise granulométrica realizada à areia SP 55. ....	91
Quadro 4.1 – Relação de escala para a permeabilidade à água no plano do geotêxtil na direcção de fabrico.....	102
Quadro 4.2 – Relação de escala para a permeabilidade à água no plano do geotêxtil na direcção perpendicular à direcção de fabrico.. ....	102
Quadro 4.3 – Percentil da distribuição granulométrica, $D_n$ e relação de escala. ....	104
Quadro 4.4 – Materiais leves utilizados em modelos reduzidos (adaptado de Bettess, 1990 por Veloso Gomes e Taveira Pinto, 2008).....	108

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área [ $m^2$ ]

$A_m$  – Área no modelo [ $m^2$ ]

$A_p$  – Área no protótipo [ $m^2$ ]

ANSI – American National Standards Institute

ASTM – The American Society for Testing Materials

B – Dimensão transversal do provete [m]

C – Celeridade [ $m/s^2$ ]; Parâmetro necessário para o cálculo da resistência à tracção

CEN – Comissão Europeia de Normalização

CMD – Direcção perpendicular à direcção de fabrico

$C_u$  – Coeficiente de uniformidade

CV – Coeficiente de variação [%]

DAA – Dimensão aparente de abertura dos poros [m]

DEA – Dimensão equivalente de abertura dos poros [m]

$D_j$  – Dimensão das partículas do solo [m]

EN – Norma Europeia

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

$F_{max}$  – Força máxima [N]

$F_m$  – Força no modelo [N]

$F_p$  – Força no protótipo [N]

Fr – Número de Froude

g – Aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ]

GTM – Geotêxtil modelo

GTP – Geotêxtil protótipo

H – Perda de carga hidráulica [m]

h – Profundidade da água [m]

$H_s$  – Altura de onda significativa [m]

i – Gradiente hidráulico [m/m]

IPQ – Instituto Português da Qualidade

IPTM – Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos

ISO – Organização Internacional de Normalização

k – Coeficiente de permeabilidade [m/s]

$k_n$  – Coeficiente de permeabilidade perpendicular ao plano do material [m/s]

$k_p$  – Coeficiente de permeabilidade no plano do material [m/s]

$L$  – Dimensão longitudinal do provete [m]; comprimento de onda [m]

$L_{F_{max}}$  – Distância entre dois pontos de referência para a força máxima [m]

$L_m$  - Comprimento no modelo [m]

$L_p$  - Comprimento no protótipo [m]

$L_0$  – Distância inicial de referência [m]

LGS – Laboratório de Geossintéticos

LH – Laboratório de Hidráulica

$m$  – Massa [kg]

$N$  – Escala

NP – Norma Portuguesa

MD – Direcção de fabrico

OFM – Obras Públicas, Ferroviárias e Marítimas, S.A.

$O_i$  – Abertura dos poros do geotêxtil [m]

$O_n$  – Dimensão aparente da abertura dos poros do geotêxtil [m]

$O_{90}$  – Dimensão equivalente da abertura dos poros do geotêxtil [m]

$P_m$  – Pressão no modelo [Pa]

$P_p$  – Pressão no protótipo [Pa]

PA – Poliamida

PE – Polietileno

PEAD – Polietileno de alta densidade

PEBD – Polietileno de baixa densidade

PES – Poliéster

PET – Polietileno tereftalato

PP – Polipropileno

PVC – Policloreto de vinilo

$Q$  – Caudal [m<sup>3</sup>/s]

$q_{\text{pressão/gradiente hidráulico}}$  – Coeficiente hidráulico [m<sup>2</sup>/s]

$r^2$  – Coeficiente de correlação linear ou exponencial

$Re$  – Número de Reynolds

$R_T$  – Factor correctivo da temperatura

$S$  – Área de atravessamento da água [m<sup>2</sup>]



SHRHA – Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

T – Resistência à tracção [N/m]

t – Temperatura [°C]; Tempo [s]

U – Velocidade [m/s]

UV – Ultravioleta

u – Velocidade de escoamento [m/s]

ucrit - Velocidade de escoamento crítica [m/s]

V – Volume [m<sup>3</sup>]

V<sub>m</sub> – Volume no modelo [m<sup>3</sup>]

V<sub>p</sub> – Volume no protótipo [m<sup>3</sup>]

VI<sub>H50</sub> – índice de velocidade para perda de carga de 50mm [m/s]

V<sub>20</sub> – velocidade do escoamento à temperatura de 20 °C [m/s]

V<sub>20</sub> H14 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 14 mm [m/s]

V<sub>20</sub> H28 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 28 mm [m/s]

V<sub>20</sub> H42 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 42 mm [m/s]

V<sub>20</sub> H50 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 50 mm [m/s]

V<sub>20</sub> H56 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 56 mm [m/s]

V<sub>20</sub> H70 – Velocidade de escoamento, a 20 °C, para uma perda de carga hidráulica de 70 mm [m/s]

w – Frequência de onda

α – Coeficiente adimensional

β – Coeficiente adimensional

Δ - Variação

Δh – Perda de carga [m]

Δx – Espessura do provete [m]

Θ – Permeabilidade à água no plano [l/m.s]

ψ – Permeabilidade à água normal ao plano [s<sup>-1</sup>]

Ψ H50 – Permissividade para uma perda de carga hidráulica de 50 mm [s<sup>-1</sup>]

ε – Extensão [m]

ε<sub>Fmax</sub> – Extensão para a força máxima [m]

μA – Massa por unidade de área [g/m<sup>2</sup>]







# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O mar, ao longo da história da humanidade, sempre constituiu um forte pólo de atracção, tanto no aproveitamento dos abundantes e variados recursos que este propícia, como na sua utilização para o desenvolvimento da actividade comercial assente no económico, competitivo e seguro transporte marítimo. Mais recentemente, o sector turístico tem assumido um papel preponderante na economia de muitos países, com particular expressão para o turismo de praia.

A conseqüente migração das populações para as zonas costeiras é um fenómeno que se tem vindo a acentuar exponencialmente no último século no continente Europeu e um pouco por todo o mundo. Ao ritmo do crescimento actual, é previsível que no espaço de duas décadas, 3 em cada 4 pessoas a nível global habitem essa zona. Em 2006, cerca de 70 dos 455 milhões de cidadãos da União Europeia, ou seja, 15,4% da população, habita no litoral, proporção esta que tende a aumentar, acompanhando a tendência mundial (Veloso Gomes *et al.*, 2006).

Segundo dados do Instituto Nacional de Estatística (INE), a percentagem da população que habita a faixa litoral portuguesa é substancialmente superior quando comparada com a média europeia. No litoral concentra-se cerca de 70% do total da população nacional, de acordo com os censos de 2001. Os Anuários Estatísticos Regionais 2008 publicados por esta instituição, indicam um aumento da população em cerca de um terço dos municípios portugueses, os quais se situavam, na sua maioria, no Litoral do Continente e na Região Autónoma dos Açores.

Desta forma, em termos de ocupação do solo sobre o litoral, a pressão intensifica-se, estando em jogo interesses económicos associados ao mercado imobiliário e à actividade portuária. Se a isto forem associados anos de mau planeamento urbanístico, construção ilegal e erosão costeira, verificamos que existem inúmeras situações de edificações, infra-estruturas e praias em risco, sendo necessário proceder a intervenções de protecção, recorrendo, a estruturas de defesa costeira.

Com a consciencialização, por parte das populações e entidades políticas/ambientalistas, para as questões relacionadas com o impacto ambiental deste tipo de obras, a opção por técnicas alternativas de protecção “mais amigas” do meio ambiente, como o reforço dunar com geotêxteis e a alimentação artificial de praias, é uma realidade bem presente. No entanto, estas soluções apresentam limitações técnicas, particularmente no que concerne a fontes aluvionares escassas e à capacidade de resistência das mesmas, quando implantadas em zonas expostas a agitação com níveis energéticos muito elevados.

Vários estudos em modelo, físico e numérico, têm sido desenvolvidos no âmbito dos geocontentores para avaliar a estabilidade destas estruturas (Recio e Oumaraci (2007), Pilarczyk (2000), entre outros). Contudo o estudo do comportamento dos materiais do geocontentor em modelo físico e a observação de possíveis efeitos de escala não se encontram referenciadas na bibliografia.

Aminti *et al.*, (2010), referem que a monitorização, *in situ*, é o único modo de avaliar a performance dos diferentes geotêxteis. A utilização de modelos físicos, de utilização comum em obras marítimas clássicas, é, segundo os autores, de uso limitado para avaliar correctamente parâmetros como a resistência e a deformação.

O estudo realizado no presente trabalho, está enquadrado com a tese de Doutoramento em Engenharia Civil, da Mestre Luciana Paiva das Neves. No âmbito da sua dissertação foi desenvolvido um modelo à escala de 1:12 no Laboratório de Hidráulica da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) de um dispositivo de controlo da erosão costeira com recurso a geocontentores. A escolha do material do geocontentor assim como o seu enchimento para utilização no modelo físico foi realizada apenas com o pressuposto de que este não permitisse a saída de solo do seu interior.

Assim, o objectivo principal desta dissertação consiste na análise e avaliação dos possíveis efeitos de escala dos materiais associados à modelação física de geocontentores e numa ferramenta de decisão que permita escolher materiais em função das características a extrapolar.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação em Engenharia Civil encontra-se organizada em 5 capítulos.

O capítulo 1 corresponde ao enquadramento geral do tema da dissertação, salientando-se os objectivos e o âmbito de aplicação.

O capítulo 2 apresenta uma caracterização geral das estruturas de defesa costeira e das diferentes tecnologias com base em geossintéticos aplicadas à mitigação da erosão.

No capítulo 3 é descrito o processo de obtenção e fabrico dos geotêxteis em estudo, assim como são apresentadas as metodologias e os ensaios realizados para a caracterização das propriedades dos geotêxteis. A apresentação dos ensaios é complementada com a avaliação e discussão dos resultados obtidos.

No capítulo 4 é realizado um enquadramento geral dos modelos reduzidos e do conceito de semelhança hidráulica, com o objectivo de determinar as relações de escala entre os materiais utilizados no modelo e no protótipo. Os resultados obtidos permitem avaliar os possíveis efeitos de escala decorrentes da modelação física em análise, assim como apresentar uma solução onde a modelação física permite extrapolar resultados do modelo para o protótipo.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas através deste estudo e são referidas sugestões para futuros desenvolvimentos do tema abordado.

# 2

## ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

### 2.1. INTRODUÇÃO

Uma estrutura de defesa costeira pode ser definida como sendo toda e qualquer intervenção realizada pelo Homem, em meio costeiro ou marinho, tendo em vista a protecção ou recuperação de sistemas naturais (dunas, praias, zonas húmidas) ou a protecção de construções (edifícios, infra-estruturas). As obras de defesa costeira estão, na sua grande maioria, relacionadas com territórios onde o Homem se encontra presente, em particular a primeira linha de costa de cidades com elevada densidade populacional, áreas portuárias e embocaduras de rios que estejam ameaçadas pelo desenvolvimento natural dos processos costeiros. A sua principal função é constituir uma barreira ao avanço do mar sobre a linha de costa, o abrigo de pessoas e bens e a estabilização de canais e de praias.

As intervenções de defesa costeira realizadas numa determinada zona podem no entanto originar a aceleração da erosão noutras áreas. Esta situação é muito comum para zonas intervencionadas com recurso a esporões. Os esporões são estruturas que interferem com as correntes de deriva litoral, as quais transportam sedimentos ao longo da linha de costa, limitando a alimentação natural das praias a sotamar e conseqüente erosão da linha de costa. Estas soluções apesar de não serem óptimas, por vezes assumem-se como a única forma de providenciar protecção a zonas facilmente inundáveis. A decisão final deverá passar por uma ponderação dos custos/benefícios a atingir de acordo com a avaliação dos diversos impactes analisados.

A construção destas estruturas, envolve, historicamente a utilização de materiais pesados como enrocamento e mais tarde, blocos artificiais em betão, ambos muito estáveis e eficazes na dissipação da energia, mas com pesados custos económicos e ambientais. Apesar da necessidade de proteger a orla marítima, não é concebível uma frente costeira totalmente artificializada, pois os fenómenos de interacção são de difícil previsão, modificando-se após uma intervenção em determinado local. Deste modo, muitos dos problemas identificados na costa portuguesa devem-se a uma concepção desadequada, que não previu o carácter dinâmico do transporte sedimentar (Velo-Gomes *et al.*, 2006).

Assim, a aplicação de materiais inovadores, como os geossintéticos, apresenta-se como uma solução apelativa, quer do ponto de vista económico, pois são consideravelmente menos dispendiosos, quer do ponto de vista ambiental, pois utilizam muitas vezes inertes do próprio local. Este tipo de estrutura pode ser removida com facilidade, se tal for necessário, conferindo-lhe um carácter não permanente.

## 2.2. PRINCIPAIS TIPOS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

No Quadro 2.1 são apresentados os principais tipos de estruturas de defesa costeira, assim como os objectivos e funções principais de cada um deles.

Quadro 2.1 – Principais tipos de estruturas de defesa costeira (adaptado de das Neves, 2003).

TIPO DE ESTRUTURA	OBJECTIVO	FUNÇÃO PRINCIPAL
<b>Obra longitudinal aderente</b>	Protecção das frentes marítimas urbanizadas de destruição, de inundações e de galgamentos	Reforço estrutural do alinhamento longitudinal
<b>Revestimento</b>	Protecção de um talude contra a erosão	Reforço estrutural do alinhamento longitudinal
<b>Esporão</b>	Conter a erosão de uma praia	Intercepção do transporte de sedimentos por corrente de deriva litoral
<b>Quebramar destacado</b>	Conter a erosão de uma praia ou aumentar a sua largura pela formação de um tómbolo	Redução das alturas de onda e redução do volume de sedimentos transportados por corrente de deriva litoral
<b>Quebramar destacado submerso</b>	Conter a erosão de uma praia	Redução das alturas de onda que atingem a costa.
<b>Alimentação artificial de praias e transposição</b>	Conter a erosão de uma praia e proteger contra inundações	Enchimento artificial de praias e dunas com sedimentos que posteriormente são erodidos
<b>Quebramar</b>	Abrigo de bacias portuárias e entradas de portos contra ondas e correntes	Dissipação da energia da onda e/ou reflexão dessa energia de novo para o mar
<b>Molhes</b>	Estabilização dos canais de navegação em embocaduras de rios	Confinamento e controlo de correntes e marés
<b>Protecção do pé de talude</b>	Prevenção da erosão costeira provocada por infra-escavações	Aumentar a resistência à erosão causada por ondas e correntes

As obras longitudinais aderentes como as apresentadas na Figura 2.1, são estruturas construídas paralelamente à linha da costa, com o objectivo de prevenir ou atenuar os efeitos dos galgamentos e inundações provocados por ondas resultantes de tempestades. Outra função deste tipo de estrutura é impedir o avanço do mar, constituindo, muitas vezes, protecção a arruamentos, passeios marítimos, equipamentos e edifícios.

Estas podem ser estruturas permeáveis ou impermeáveis, com paramentos verticais, compostos, inclinados ou em degraus. Os materiais empregues na sua construção são os mais variados e vão desde enrocamento, alvenaria e betão até aos mais recentes materiais geossintéticos.

Em consequência da obra longitudinal aderente, é habitual constatar-se um aumento da erosão na praia anterior adjacente, motivada pelo fenómeno da reflexão da onda pela estrutura. Uma consequência deste fenómeno é o aumento da inclinação do perfil da praia, como se pode constatar na Figura 2.1b, e das respectivas cotas das batimétricas, permitindo que ondas de maior altura possam atingir a estrutura sem rebentar e conduzindo assim, a um aumento da energia da agitação incidente, do espraiamento e dos galgamentos. Como consequência, estas estruturas são vulneráveis à instabilidade provocada pelas infra-escavações, em particular quando fundadas sobre areia.





Figura 2.1 – Obra longitudinal aderente: a) frente litoral da cidade da Horta; b) Praia do Porto Pim, Horta.

A existência de substratos rochosos para fundação da estrutura, assim como a sua flexibilidade e a possibilidade desta se readaptar, caso ocorram assentamentos, são factores de estabilidade perante situações adversas.

Os revestimentos (Figura 2.2) são igualmente estruturas paralelas à costa, apresentando, por vezes, processos construtivos semelhantes aos aplicados nas obras longitudinais aderentes. No entanto, a sua função principal consiste no reforço de um dado perfil de praia ou ilha artificial, com o propósito de prevenir erosões.



Fonte: Tencate

Figura 2.2 – Esquema de revestimento da ilha artificial da ponte de Incheon, Coreia do Sul.

Os revestimentos podem ser materializados em enrocamento, blocos de betão ou geocontentores assentes sobre um talude ou duna. Em estruturas desta natureza é habitual conceber uma camada com função de filtro em materiais granulares e/ou geossintéticos. Na Figura 2.2 encontra-se ilustrado um revestimento em geotubos realizado na Coreia do Sul, numa ilha artificial, onde as oscilações de maré atingem os 9 m.

Os esporões são, de igual modo, estruturas projectadas com a finalidade de estabilizar as praias, promovendo uma protecção adicional à erosão de determinado troço de praia. Os esporões podem ser dispostos isoladamente ou em grupo, assumindo a designação de campo de esporões. Podem ainda, estar associados a obras longitudinais aderentes, destacadas e a alimentação artificial de praias. A sua geometria pode ser muito variada, com formatos em ziguezague ou em Y, T ou Z, que têm como finalidade provocar fenómenos de difracção que permitem a formação de depósitos de areia a norte (na costa Oeste de Portugal Continental) do seu enraizamento como é visível na Figura 2.3.



a) b) Fonte: Google Earth, 2010.  
 Figura 2.3 – Esporões: a) norte; b) norte e sul da frente litoral do Furadouro.

Os esporões são estruturas em taludes, compostas, na sua grande maioria, pelo núcleo, permeável ou impermeável, filtros e manto resistente em enrocamento ou blocos de betão. Podem, adicionalmente, incorporar uma risberma de pré-rebentação e uma superestrutura em betão. Outras abordagens menos utilizadas em Portugal são as estruturas em madeira preenchidas com enrocamento, betão fundado na rocha, perfis metálicos cravados e os geocontentores, destacando apenas alguns.

O funcionamento eficaz de um esporão depende quase exclusivamente da existência de uma corrente de deriva litoral e do respectivo volume de sedimentos que esta transporta como ilustrado na Figura 2.4. O esporão deve ser projectado com um determinado desenvolvimento, de modo a permitir atingir a zona de máximo transporte que se localiza na faixa de rebentação. Não pode, contudo, estender-se para além dessa faixa, uma vez que isso originaria uma quase total interrupção do transporte de sedimentos.

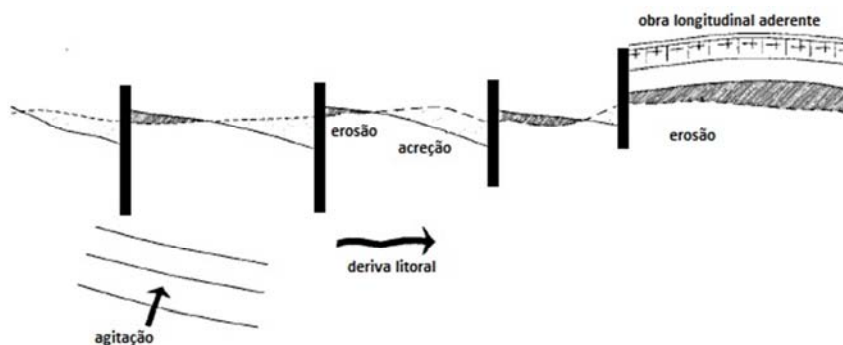


Figura 2.4 – Funcionamento de um campo de esporões (adaptado de Garcia, 2007).

O efeito generalizado de um esporão é o de criar a acreção da praia a barlar, provocando, contudo, a erosão da praia a sotamar, apresentando-se este aspecto como uma das maiores desvantagens desta solução. No caso particular dos campos de esporões, a tendência para a erosão a sotamar do último esporão impõe que se adopte uma área de transição, diminuindo progressivamente o seu desenvolvimento e evitando assim, a geração de áreas onde a erosão seria mais severa. Por outro lado, o faseamento aquando da sua construção deve permitir o enchimento equilibrado das praias de acordo com a direcção dominante do transporte litoral, isto é, procurando minimizar a erosão a sotamar. Assim, a sequência de construção mais conveniente será a de sotamar para barlar.

Na Figura 2.5a está ilustrada a colocação de um geocontentor num esporão e na Figura 2.5b está ilustrado um esporão já construído com recurso a geocontentores.



Figura 2.5 – Esporões constituídos por sacos geocontentores na Austrália.

Os quebramares destacados são estruturas costeiras desligadas da terra, paralelas ou enviesadas à linha de costa, que surgem habitualmente como obras de protecção, guiamento de correntes, estruturas secundárias de protecção à estrutura principal ou como estruturas de defesa de áreas portuárias, piscatórias ou balneares. Por meio da redução da agitação incidente e pela formação de correntes de difracção da zona de maior agitação para a zona de menor agitação, promovem a deposição de areia segundo uma configuração denominada de tómbolo. Estas correntes ocorrem mesmo na ausência de transporte longitudinal significativo (Figura 2.6).

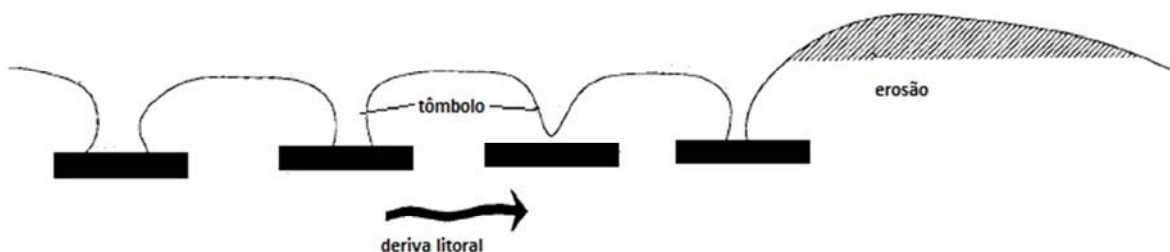


Figura 2.6 – Efeito de um campo de quebramares destacados (adaptado de Garcia, 2007).





a)

Fonte: IPTM



b)

Fonte: OFM

Figura 2.7 – Quebramar destacado: a) Foz do Douro, Porto b) Lajes do Pico, Açores.

Na sua construção são normalmente utilizados blocos de betão ou enrocamento e ainda geocontentores ou geotubos, podendo ser aplicados em condições de agitação média ou calma. Geralmente, a cota de coroamento é baixa, permitindo o galgamento da estrutura (Figura 2.7). Estes coroamentos podem ter crista emersa ou submersa, sendo designados por recifes no segundo caso.

Como principal desvantagem deste tipo de estruturas é de referir os elevados custos associados, pois é uma construção que se processa em geral por via marítima, envolvendo grandes volumes de material utilizado. Os custos são particularmente agravados, se a construção se realizar numa zona exposta a ondulação com elevado nível energético. Os dois exemplos apresentados, Figura 2.7, foram construídos por via terrestre e apresentam ainda os caminhos de acesso ao quebramar utilizados durante a construção.

Os quebramares destacados submersos ou recifes artificiais são vantajosos em termos de impacto visual, embora isso aconteça à custa de uma menor eficácia na formação de tómbolos. No entanto, é concretizado o objectivo principal de provocar a dissipação da energia da agitação por pré-rebentação. Ultimamente, esta solução tem sido adoptada para a melhoria das condições para a prática do surf (Figura 2.8).



Fonte: Elcorock

Figura 2.8 – Quebramar destacado submerso.

A alimentação artificial de praias é apresentada como uma solução “soft” de engenharia costeira e utilizada no contexto da prevenção da erosão da linha de costa. Esta solução de engenharia consiste na colocação artificial de material sedimentar, preferencialmente do mesmo tamanho, densidade e granulometria do material original (Figura 2.9). É uma técnica muito utilizada quando se pretende preservar, alargar ou formar praias e dunas, corrigindo, assim, os efeitos da erosão verificados ou, eventualmente, a pouca largura de uma praia. Este enchimento artificial pode, igualmente, atenuar os efeitos da erosão das praias a sotamar, uma vez que pode constituir uma fonte adicional de sedimentos.



Fonte: [www.es.gov.br](http://www.es.gov.br)

Figura 2.9 – Alimentação artificial da praia de Maratáizes, Brasil.

Os quebramares de taludes são estruturas de defesa portuária construídos com o objectivo de reduzir a energia da agitação marítima, para que no interior da bacia portuária, a agitação seja compatível com as operações de acostagem, carregamento e manobra dos navios (Figura 2.10). O seu correcto dimensionamento permite também, desviar os sedimentos transportados pela corrente de deriva longitudinal, afastando-os convenientemente da entrada do canal de navegação.



Figura 2.10 – a) quebramar de taludes (marina de Angra do Heroísmo); b) quebramar estrutura mista (marina da Vila da Praia, ilha Graciosa).

A sua implantação, no que respeita à orientação, forma e comprimento, é condicionada pela dimensão e forma da área que se pretende resguardar, assim como pela direcção predominante da agitação e correntes em períodos de tempestade, pela direcção dominante do transporte longitudinal e pelas condições exigidas para a manobra das embarcações.

As configurações mais habituais de quebramares incluem: o quebramar de taludes, o quebramar misto, o quebramar de estrutura mista e o quebramar de parede vertical esquematizados na Figura 2.11.

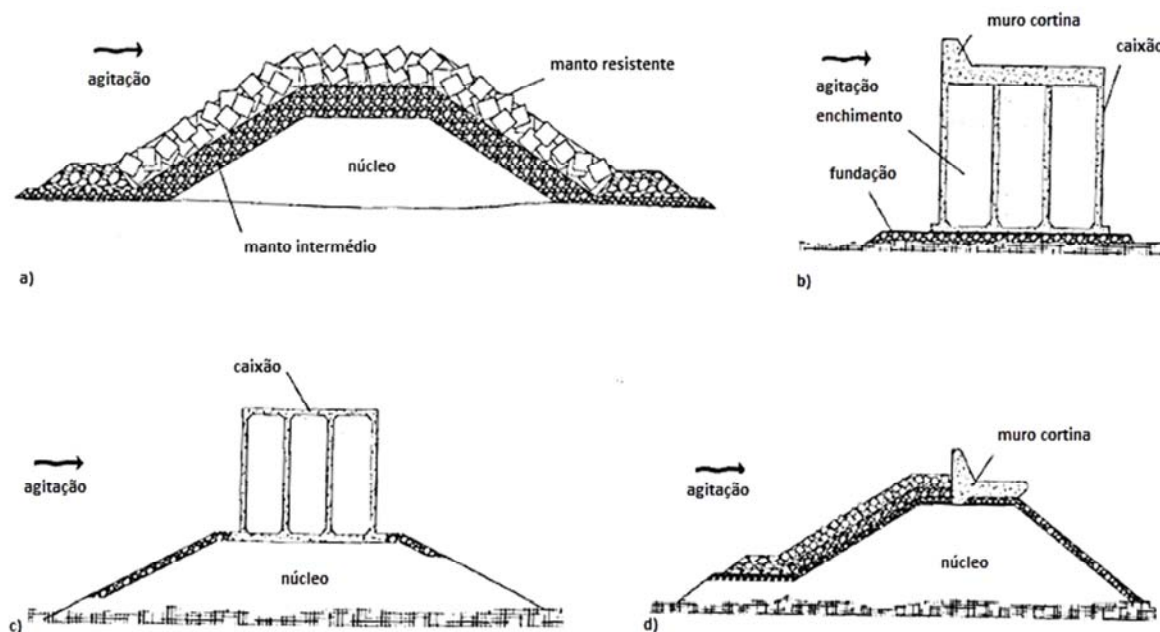


Figura 2.11 – Tipos de quebramares: a) taludes; b) parede vertical; c) misto e d) de estrutura mista (adaptado de Taveira Pinto, 2007).

Das quatro formas apresentadas, a que na maioria das situações origina maiores preocupações aos projectistas, é o quebramar de parede vertical por duas razões principais. Em primeiro lugar, este tipo de estrutura reflecte a ondulação incidente para o largo, com todos os inconvenientes que esse fenómeno apresenta para as embarcações que se aproximam da zona abrigada. Em segundo lugar, em termos estruturais, estas estruturas são muito susceptíveis a infra-escavações e a consequentes assentamentos que provocam a ruína de modo abrupto da estrutura. Logo, a concepção da fundação é de extrema importância e de complexidade elevada.

O tipo mais comum de quebramar em zonas com agitação marítima mais energética, é o quebramar de taludes e o quebramar de estrutura mista, que possuem o mesmo conceito de funcionamento, com a variante de o quebramar de estrutura mista dispor de um muro cortina com a funcionalidade de assegurar uma protecção adicional ao galgamento.

Um conceito intermédio dos quebramares já apresentados é o quebramar misto cujo funcionamento é, até determinada altura de onda, análogo ao do quebra-mar de parede vertical. Para alturas de onda superiores, ao provocar a rebentação, funciona em parte como quebramar de taludes e em parte como quebramar de parede vertical. A sua estrutura é constituída por um prisma de enrocamento que se desenvolve desde o fundo até uma certa cota, sobre o qual é assente uma estrutura vertical, de caixões ou blocos.



Os molhes (Figura 2.12) são estruturas de abrigo análogas aos quebramares com excepção da função, pois têm como objectivo a estabilização dos canais de navegação na embocadura de rios. São estruturas de protecção ligadas a terra, em geral na perpendicular à linha da costa, e que podem existir dos dois lados do canal de navegação ou somente de um lado. As condições de abrigo às embarcações são potenciadas ao prolongar os molhes para além da zona de rebentação, formando assim uma zona abrigada.



Fonte: Irmãos Cavaco

Figura 2.12 – Molhes do Douro, Porto.

Tanto os molhes como os quebramares funcionam como um esporão de grandes dimensões, em termos da intercepção do transporte sedimentar por corrente de deriva litoral, formando assim acreções a barlamar e erosões a sotamar. Estes efeitos têm maiores proporções pela maior dimensão deste tipo de estruturas.

Uma protecção de pé de talude é utilizada como prevenção da instabilidade da fundação das estruturas costeiras, em particular quando estas são fundadas em leito de areia. O principal objectivo passa por evitar a ocorrência de infra-escavações, aumentando assim, a capacidade resistente à erosão, infligida pela ondulação e pelas correntes marítimas. É sabido que a maioria das roturas se inicia por infra-escavações que levam à instabilização das estruturas. Em estruturas cujo coeficiente de reflexão da ondulação é muito elevado, como é o caso das obras longitudinais aderentes e dos revestimentos, este tipo de protecções aumenta significativamente a sua estabilidade.

## 2.3. GEOSISTEMAS

### 2.3.1. INTRODUÇÃO

No presente subcapítulo, com o objectivo de distinguir os diferentes tipos de geocontentores, estes serão designados no geral como geossistemas, sendo o termo geocontentor aplicado a uma das categorias que se apresentam em seguida.

Os geossistemas utilizados em hidráulica marítima consistem em sedimentos confinados por geossintéticos, que podem ser utilizados como substitutos de enrocamento e/ou blocos artificiais de betão convencionalmente utilizados. Os geossistemas tendem a ser estruturas estáveis tanto a nível hidráulico como geotécnico, pois são elementos com peso próprio elevado em que a largura é substancialmente maior que a altura e as áreas de contacto com os elementos adjacentes conferem estabilidade adicional.

Os geossistemas são muito utilizados em áreas onde o enrocamento não se encontra disponível a distâncias económicas, onde o impacto ambiental e visual de uma estrutura convencional seja demasiado elevado e ainda em zonas onde o tráfego marítimo possa ser ameaçado por estruturas mais rígidas, comportando-se os geossistemas também como amortecedor de impactos.

Os geossistemas podem ser divididos em três grandes categorias:

- Geo-sacos;
- Geocontentores;
- Geotubos.

### 2.3.2. GEO-SACOS

Os geo-sacos são geossistemas de tamanhos e formas variadas, de modo a corresponder aos requisitos de projecto e instalação. São de um modo geral, os geossistemas de menor dimensão, com cada unidade a conter entre 1 a 10 m<sup>3</sup> de solo, sendo o enchimento realizado num local próximo da estrutura a construir por meios mecânicos ou bombagem. São correntemente aplicados à superfície ou submersos a qualquer profundidade, através de equipamentos que permitam elevação dos sacos até à posição definitiva, Figura 2.13.



a) Fonte: Elcorock



b) Fonte: Elcorock

Figura 2.13 – Geo-saco: a) preparação para transporte e colocação; b) estrutura com geo-sacos.



### 2.3.3. GEOCONTENTORES

O geocontentor, tal como ilustrado na Figura 2.14, é um geossistema, em geral, de grandes dimensões, para aplicações submersas a mais de 5 m de profundidade. A profundidade é limitada pelo calado do batelão de dragados com casco duplo que é utilizado para conter, transportar e posicionar o geocontentor. O tamanho do geocontentor é condicionado pelo tamanho do batelão e o seu enchimento pode ser realizado por bombagem ou por meio mecânico, Figura 2.14b.



a)

Fonte: Elcorock



b)

Fonte: kr.blog.yahoo.com

Figura 2.14 – Geocontentor: a) manuseamento de geocontentores; b) enchimento no batelão.

### 2.3.4. GEOTUBOS

Os geotubos são geossistemas com um desenvolvimento considerável de geotêxtil, preenchidos com sedimentos através de bombagem. São, em geral, os maiores geossistemas de aplicação em hidráulica marítima, sendo as suas dimensões apenas limitadas pelos critérios de projecto e instalação, pois são posicionados e preenchidos com sedimentos no local definitivo, não sendo necessários mecanismos de transporte e colocação. A aplicação ideal destes sistemas é à superfície ou submersos até 5m de profundidade. A capacidade se solo por metro linear de geotubo varia na generalidade dos casos entre 2 e 10 m<sup>3</sup>.



a)

Fonte: Tencate



b)

Fonte: Leirosa dunes

Figura 2.15 – Geotubos: a) construção no mar; b) construção em praia.




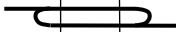
## 2.3.5. PREPARAÇÃO DOS GEOSSISTEMAS

Os geossistemas são preparados a partir de rolos de geossintético, de acordo com as dimensões definidas pelo projecto. As dimensões de mercado dos rolos são, de um modo geral, apenas limitativas na largura do painel de geossintético (largura do rolo), pelo que para estruturas maiores poderá ser necessário juntar vários painéis por juntas ou sobreposições. A vulnerabilidade que estas áreas de união originam na resistência global dos geossistemas, motiva cuidados especiais durante a sua execução, reduzindo-se ao máximo a extensão de aplicação.

A continuidade dos painéis através de juntas, origina uma área mais frágil em comparação com um painel de geossintético contínuo. A junta deverá ser posicionada na zona do geossistema onde se verifiquem os menores esforços sendo de evitar sempre as zonas mais tensionadas. O fornecedor do material, regra geral, indica o modo de executar em obra as referidas juntas, prestando especial atenção ao posicionamento das juntas, de acordo com a direcção principal da solicitação. No Quadro 2.2 apresentam-se os tipos de juntas mais frequentes e as suas principais limitações. A Figura 2.16 ilustra a realização de uma junta simples. Em situações particulares onde as juntas estão sujeitas a grandes esforços, é usual dispor duas camadas de geossintético para reforço.

As ligações entre os painéis de geossintéticos podem igualmente ser realizadas por sobreposição de painéis, o que envolve um uso mais elevado de material. Este tipo de ligação é de mais fácil execução, devendo-se respeitar um comprimento mínimo de sobreposição de 0,5 m à superfície e de 1,0 m quando submerso (Pilarczyk, 2000).

Quadro 2.2 – Tipologia de juntas mais frequentes (adaptado de Pilarczyk, 2000).

Característica da junta	Com agrafos		Por sobreposição	
	Simples	Com dobra	Simples	Com dobra
Forma				
Resistência da junta em % da resistência do geossintético	25 – 50	30 – 60	60 – 80	60 – 80
Resistência à passagem de partículas de solo	Incerta para solos finos	Garantida	Incerta	Garantida



Fonte: Leirosa dunes

Figura 2.16 – Realização de uma junta simples no geocintento.

### 2.3.6. ENCHIMENTO DOS GEOSISTEMAS

O enchimento de geossistemas é habitualmente realizado por um de três processos distintos. O enchimento dos sacos pode ser realizado com recurso a escavadoras de rastos, munidas de acessórios específicos (Figura 2.17a). Apenas para estruturas à superfície é possível também utilizar a técnica “wrap-around” ilustrada na Figura 2.17b, em que o geossintético é colocado na sua posição definitiva e sobre ele é depositada uma camada de areia com uma determinada espessura. Cada camada de areia é depois encapsulada por uma camada de geotêxtil, em camadas sucessivas, até que seja atingida a cota pretendida. A técnica de enchimento por bombagem ilustrada na Figura 2.17c consiste no enchimento do geossistema numa primeira fase apenas com água até que seja atingido aproximadamente o volume final pretendido. A bombagem prossegue com a inclusão do material de enchimento numa relação típica de 90% água para 10% de areia. O geossintético não permite a passagem da areia, retendo-a no seu interior, à medida que sai água pelos poros.



Fonte: Leirosa dunes.

Figura 2.17 – Técnicas de enchimento de geossistemas: a) escavadora e acessórios; b) “wrap-around”; c) bombagem.

### 2.4. NOTA FINAL

No presente capítulo foram abordados resumidamente os diferentes tipos de estruturas de defesa costeira, assim como os geossistemas mais utilizados na protecção da erosão na orla costeira. São estruturas que requerem um estudo mais aprofundado, como comprovam os problemas ocorridos no passado, sendo os modelos reduzidos bem dimensionados, uma boa ferramenta para o efectuar.

No Capítulo 3 apresenta-se a caracterização das propriedades dos geossintéticos e enchimentos utilizados no modelo e no protótipo.

Na continuação da presente dissertação, a designação geocontentor é aplicada à generalidade das estruturas apresentadas no ponto anterior.



## 3

## CARACTERIZAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS E AREIAS

### 3.1. INTRODUÇÃO

Em virtude de o estado da arte relativo aos geossintéticos ter sido detalhadamente abordado em diversos trabalhos de investigação, sendo o mais recente o de Carneiro (2009), optou-se neste capítulo por apresentar apenas a classificação geral dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (Figura 3.1), prosseguindo-se com a apresentação apenas dos materiais no presente estudo e dos respectivos ensaios.

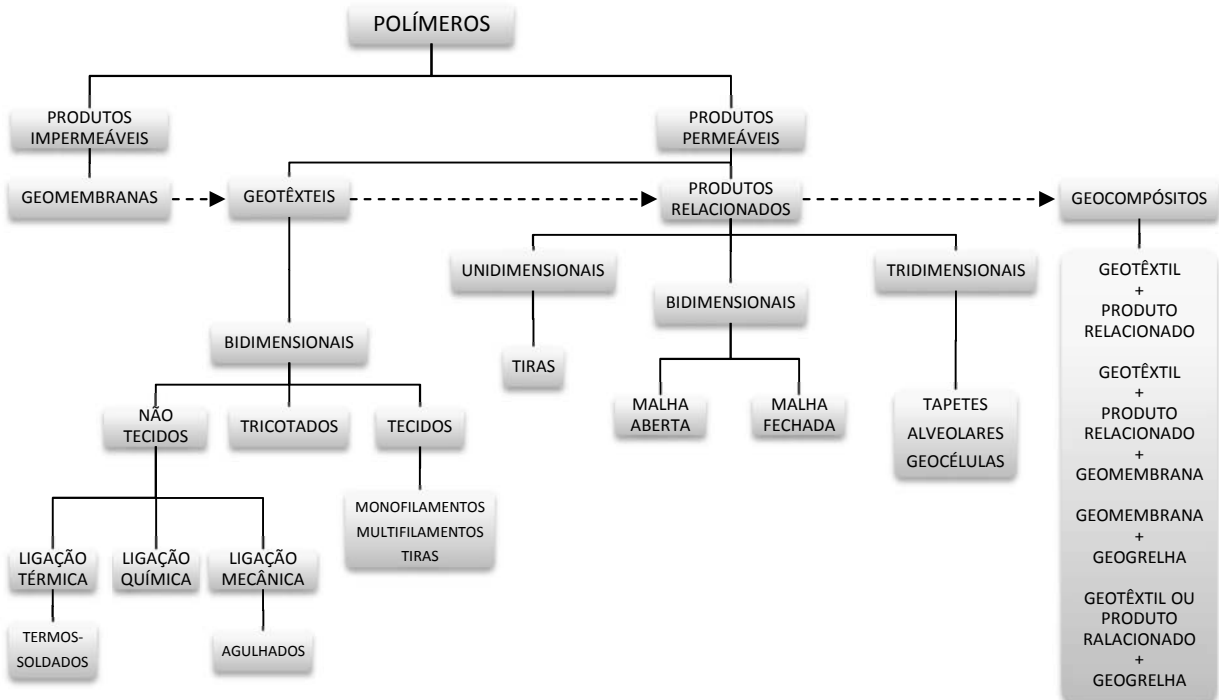


Figura 3.1 – Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura (adaptado de Pinho-Lopes, 2004).



### 3.2. APRESENTAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NO ESTUDO EXPERIMENTAL

Para a determinação laboratorial dos efeitos de escala dos geossintéticos utilizados no fabrico de geocontentores para utilização em obras de protecção costeira, foram ensaiados dois geotêxteis não tecidos agulhados. O geotêxtil GTM e GTP, respectivamente, o material utilizado no modelo físico de uma estrutura de protecção costeira e no protótipo da mesma estrutura. O GTM é um geotêxtil não tecido agulhado em polipropileno (PP), de cor branca, cujas principais funções são a separação, filtragem, protecção e drenagem. Este tipo de geotêxtil tem aplicação em diversos campos da engenharia civil, como a hidráulica, vias de comunicação, aterros e túneis. O GTP é igualmente um geotêxtil não tecido agulhado, no entanto o material que constitui as suas fibras é um poliéster (PES) não especificado, de cor branca. É um material versátil, com utilização num vasto leque de funções como filtros de mono ou multi-camada, tapetes de areia para balastros, protecção de erosão, geotubos e geocontentores. Na Figura 3.2 apresenta-se o aspecto visual de ambos os materiais.

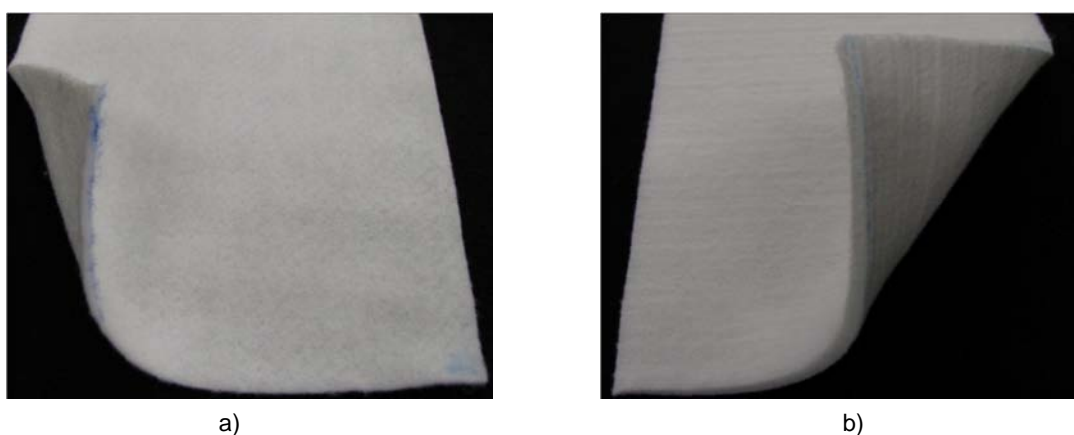


Figura 3.2 – Aspecto visual dos geotêxteis: a) GTM; b) GTP.

No Quadro 3.1 é apresentada a documentação técnica de ambos os materiais, onde se pode constatar desde já, certos dados comparativos entre os materiais, espectáveis de obter com os ensaios a realizar no decorrer da dissertação.

Quadro 3.1 – Documentação técnica dos geotêxteis GTM e GTP.

Propriedade	Norma	Unidade	GTM	GTP
Polímero	–	–	PP	PES
Massa por unidade de área	EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	≥ 300	1,200
Espessura	EN ISO 9863-1	mm	1,6	6,0
Max resist. tracção, md/cmd	EN ISO 10319	kN/m	14,5 / 24,0	35 / 55
Extensão força max., md/cmd	EN ISO 10319	%	50 / 30	50 / 30
Resistência ao punçoamento	EN ISO 12236	N	3,890	–
Extensão no punçoamento	EN ISO 12236	mm	30	–
Dimensão das aberturas	EN ISO 12956	mm	0,07	0,07
Permissividade				
- V <sub>I</sub> H <sub>50</sub>	EN ISO 11058	m/s	4,5 x 10 <sup>-2</sup>	1,0 x 10 <sup>-2</sup>
- H <sub>50</sub>		l/sm <sup>2</sup>	45	10
Transmissividade a 2 kPa	EN ISO 12958	l/(ms)	2 x 10 <sup>-3</sup>	–
Dimensões: larg/comp; comp/Ø	–	m/m	Rolo 5,90/100	Contentor 20/3,6

### 3.3. MATERIAIS CONSTITUINTES E PROCESSOS DE FABRICO ASSOCIADOS

Os geotêxteis são geossintéticos, que podem ser manufacturados a partir de quatro tipos diferentes de polímeros de base (Shukla, 2002): poliésteres, nomeadamente o polietileno teraftalado (PET); polietilenos (PE), (particularmente polietileno de alta densidade (PEAD) e polietileno de baixa densidade (PEBD)); poliamidas (PA); e os polipropilenos (PP). Sendo, estes últimos, constituintes dos geotêxteis GTM em análise. Estes polímeros são, na sua génese, termoplásticos compostos de base polimérica, ou seja, são moléculas formadas essencialmente pela repetição de monómeros formando longas cadeias moleculares. A disposição estrutural destas cadeias afecta muitas das propriedades do material, como por exemplo, a vulnerabilidade que estes apresentam a temperaturas mais elevadas.

O comportamento dos polímeros é muito condicionado pela cristalinidade. Um aumento desta propriedade repercute-se num aumento da rigidez, da resistência química e das resistências ao calor e à tracção. Em contrapartida acarreta uma diminuição da permeabilidade, da deformação na rotura, da flexibilidade e das resistências ao impacto e à fendilhação. Quanto à cristalinidade, os polímeros podem ser classificados em amorfos e semicristalinos.

O peso molecular de um polímero define-se como o produto do peso molecular do monómero base, pelo 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, mas também, da sua distribuição estatística.

No Quadro 3.2 faz-se uma comparação generalizada entre as propriedades dos polímeros utilizados no fabrico de geotêxteis. Pela análise do quadro, é possível verificar que o polipropileno (PP) e o polietileno de alta densidade (PEAD) possuem características semelhantes relativamente à resistência à tracção e à extensão na força máxima. O polietileno teraftalado (PET) é o polímero mais resistente e menos deformável, o que naturalmente faz com que seja o que apresenta o maior módulo de elasticidade. Por outro lado, o polietileno de baixa densidade (PEBD) é o que apresenta os valores mais baixos das características mencionadas, apesar de a sua massa específica ser semelhante às do PP e do PEAD. Consta-se que, para todos os polímeros, o espectro de variação dos valores das propriedades é consideravelmente elevado.

Quadro 3.2– Propriedades dos polímeros a 20 °C (adaptado de Pilarczyk, 2000).

Polímero	Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência à Tracção (N/mm <sup>2</sup> )	Módulo de Elasticidade (N/mm <sup>2</sup> )	Extensão na Força Max. (%)
PET	1380	800 – 1200	12000 – 18000	8 – 15
PP	900	400 – 600	2000 – 5000	10 – 40
PE	PEBD	80 – 250	200 – 1200	20 – 80
	PEAD	350 – 600	600 – 6000	10 – 45
PA	1140	700 – 900	3000 – 4000	15 – 30

As estruturas de defesa costeira estão sujeitas a acções extremas no que respeita a acções dos raios UV e de temperaturas relativamente elevadas, dependendo claro está, de inúmeros factores como estar submersa ou do grau de exposição aos elementos. Para a obtenção de uma melhoria das propriedades de um termoplástico, podem ser incluídos diversos aditivos durante o seu processo de fabrico, sem no entanto descuidar a necessidade de averiguar a compatibilidade do aditivo com a natureza do polímero base.

No Quadro 3.3 apresenta-se uma análise qualitativa das propriedades dos polímeros de base usados no fabrico de geotêxteis, onde se pode concluir, em concordância com o observado no Quadro 3.2, que os polímeros dos materiais em estudo possuem características distintas. O PET possui elevada resistência à tracção para uma extensão mediana e uma fluência baixa, possuindo comparativamente boas características para a aplicação em causa, isto apesar de ser mais dispendioso. Característica igualmente importante para a durabilidade é a resistência do polímero aos raios UV, a qual é superior para polímeros estabilizados relativamente a não estabilizados. O mar pode conter contaminantes como detergentes provenientes de afluentes não tratados, combustíveis provenientes por exemplo da lavagem ilegal de depósitos de navios no alto mar, entre outros. O PET possui uma resistência média a elevada a estes agentes conseguindo também um comportamento médio quanto à acção de microrganismos muito comuns em ambientes costeiros como se pode constatar pela Figura 3.3.

Quadro 3.3 – Comparação das propriedades dos polímeros (adaptado de Shukla, 2002).

<b>Propriedades dos polímeros base</b>						
<b>Polímeros</b>		<b>PET</b>	<b>PP</b>	<b>PA</b>	<b>PE</b>	
<b>Resistência à tracção</b>		Elevado	Baixo	Médio	Baixo	
<b>Módulo de plasticidade</b>		Elevado	Baixo	Médio	Baixo	
<b>Extensão na rotura</b>		Médio	Elevado	Médio	Elevado	
<b>Fluência</b>		Baixo	Elevado	Médio	Elevado	
<b>Densidade relativa</b>		Elevado	Baixo	Médio	Baixo	
<b>Custo</b>		Elevado	Baixo	Médio	Baixo	
<b>Resistência a:</b>	<b>radiações UV</b>	<b>Estabilizado</b>	Elevado	Elevado	Médio	Elevado
		<b>Não estabilizado</b>	Elevado	Médio	Médio	Baixo
	<b>soluções alcalinas</b>		Baixo	Elevado	Elevado	Elevado
	<b>microrganismos</b>		Médio	Médio	Médio	Elevado
	<b>óleos e combustíveis</b>		Médio	Baixo	Médio	Baixo
	<b>detergentes</b>		Elevado	Elevado	Elevado	Elevado



fonte: <http://img.blog.yahoo.co.kr>

Figura 3.3 – Geocontentor sujeito à acção de algas.



Os processos de fabrico de geotêxteis são variados, no entanto na sua generalidade são desenvolvidos ao longo de três fases distintas.

Na primeira fase assiste-se à produção do polímero constituinte, sendo este fornecido ao fabricante de geossintéticos sob a forma granular ou esférica. Nesta fase poderão já ser incluídos alguns aditivos com o objectivo de facilitar os processos de transformação.

Na segunda fase são obtidos os componentes dos geossintéticos, por métodos de extrusão (Figura 3.4) ou fiação líquida, podendo apresentar formas muito variadas. Entre as mais comuns destacam-se o filamento contínuo circular, a tira plana contínua e a folha ou película. É nesta fase que se juntam os restantes aditivos necessários para obter as propriedades desejadas.

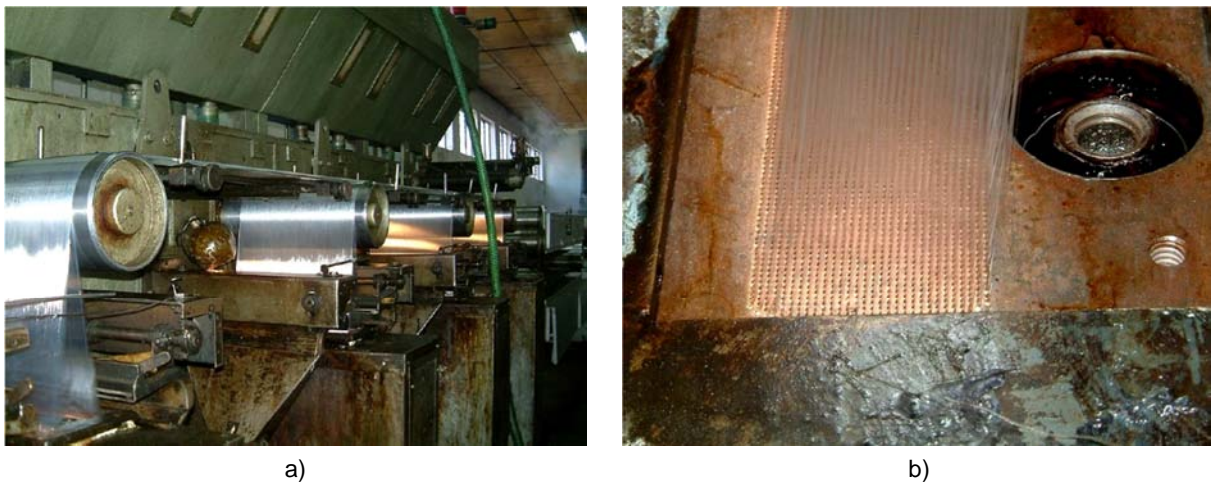


Figura 3.4 – Processo de fabrico de monofilamentos de PP:  
a) vista geral; b) molde de extrusão (Carneiro, 2009).

A terceira fase, consiste na conversão dos componentes no geotêxtil. Os filamentos podem ser usados sob a forma de monofilamentos ou sob a forma de multifilamentos. Os monofilamentos podem ser cortados em pequenos pedaços, originando fibras. Na Figura 3.5 ilustra-se o início do processo, com o corte e recolha das fibras para posterior ligação.



Figura 3.5 – Processo de corte dos monofilamentos de PP: a) vista geral do processo;  
b) pormenor do sistema de corte e de recolha das fibras (Carneiro, 2009).

Como anteriormente foi referido, no âmbito do presente trabalho apenas são aprofundados os processos de conversão dos componentes em geotêxteis não tecidos, por serem estes os geossintéticos mais utilizados em obras de protecção costeira.

Os geotêxteis não tecidos são geralmente fabricados a partir de monofilamentos contínuos, ou menos frequentemente, a partir de fibras cortadas. O processo de fabrico consiste na disposição aleatória de fibras ou filamentos numa malha solta, ligeiramente mais espessa que o produto final. A espessura adicional irá compensar uma ligeira redução deste parâmetro quando for realizada a ligação por processos mecânicos, térmicos ou químicos, originando assim uma estrutura planar, com uma distribuição aleatória de poros (Figura 3.6).

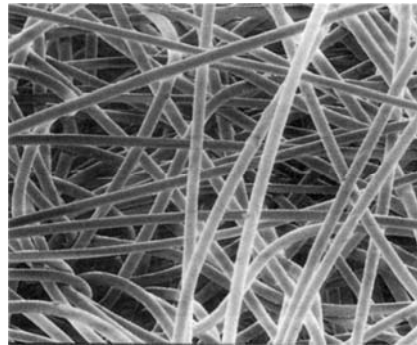


Figura 3.6 – Imagem ampliada de geotêxtil não tecido agulhado (Lopes 1998).

A ligação mecânica ou agulhagem é o processo de ligação utilizado para o fabrico do geotêxtil GTM e do geotêxtil GTP e consiste em fazer penetrar sobre a trama milhares de agulhas munidas de farpas em movimento contínuo. A função das farpas é penetrar na malha e durante esse processo arrastar alguns componentes, que por sua vez ficam entrelaçados com outros. Os geotêxteis obtidos por este processo recebem a designação de geotêxteis não tecidos agulhados (Figura 3.7).

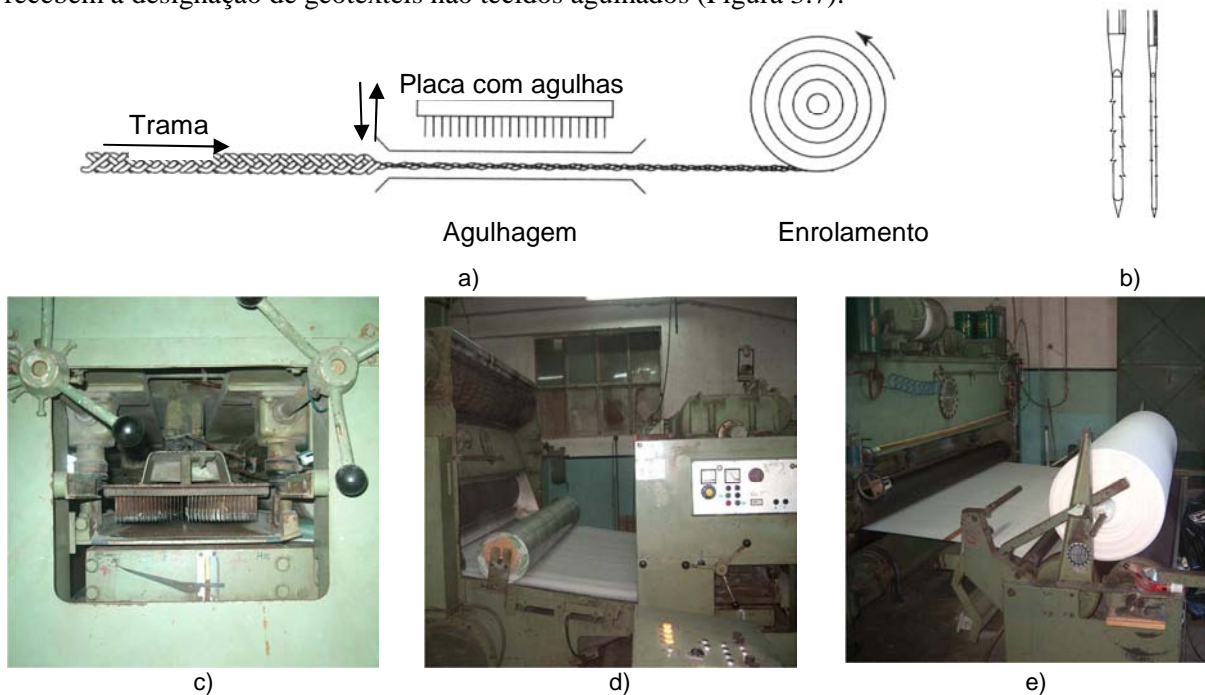


Figura 3.7 – Processo de fabrico de geotêxteis não tecidos agulhados: a) esquema geral; b) exemplos de agulhas; c) processo de agulhagem; d) pormenor da placa com agulhas; e) enrolamento do geotêxtil após o processo de agulhagem [a), b) (Koerner, 1999); c), d), e) (Carneiro, 2009)].

### 3.4. NORMAS

Os ensaios de caracterização dos geotêxteis em estudo foram dez, tendo sido todos eles realizados no Laboratório de Geossintéticos (LGS) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). No Quadro 3.4 apresentam-se resumidamente as normas com origem no Comité Europeu de Normalização (CEN) que regem os ensaios realizados. As normas traduzidas e publicadas pelo Instituto Português da Qualidade (IPQ) assumem a designação NP (Norma Portuguesa), que antecede a designação da norma europeia correspondente. A metodologia para o ensaio de rasgamento é proveniente actualmente da American Society for Testing Materials; ASTM D35: a ASTM D4533-04 (2009) para o caso particular de geotêxteis, que é o âmbito do presente trabalho (Quadro 3.5). As normas produzidas pela American National Standards Institute (ANSI) são muito divulgadas e largamente aceites, sendo em muitas delas seguidos procedimentos e métodos de ensaio semelhantes aos das normas do CEN.

Quadro 3.4 – Normas CEN para os ensaios realizados.

Número	Nome
NP EN ISO 9862:2007 (Ed. 1)	Geossintéticos – Amostragem e preparação de provetes (EN ISO 9862:2005)
NP EN ISO 9863-1:2006 (Ed. 1)	Geossintéticos – Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camadas simples (EN ISO 9863-1:2005)
NP EN ISO 9864:2006 (Ed. 1)	Geossintéticos – Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados (EN ISO 9864:2005)
NP EN ISO 10319:2005 (Ed. 1)	Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas (ISO 10319: 1993) (EN ISO 10319:1996)
NP EN ISO 11058:2003 (Ed. 1)	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação das características de permeabilidade à água normal ao plano, sem confinamento (ISO 11058: 1999) (EN ISO 11058: 1999)
NP EN ISO 12236:2008 (Ed. 2)	Geossintéticos – Ensaio de punçoamento estático (ensaio CBR) (ISO 12236:2006) (EN ISO 12236:2006)
NP EN ISO 12956:2006 (Ed. 1)	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da dimensão característica da abertura (ISO 12956: 1999) (EN ISO 12956:1999)
NP EN ISO 12958:2005 (Ed. 1)	Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da capacidade de escoamento no seu plano (ISO 12958: 1999) (EN ISO 12958:1999)
NP EN ISO 13427:2006 (Ed. 1)	Geotêxteis e produtos relacionados – Simulação do dano por abrasão (ensaio de bloco deslizante) (ISO 13427:1998) (EN ISO 13427:1998)
NP EN ISO 13433:2008 (Ed. 1)	Geossintéticos – Ensaio de perfuração dinâmica (ensaios com queda de cone) (ISO 13433:2006) (EN ISO 13433:2006).

Quadro 3.5 – Norma ASTM para o ensaio de rasgamento.

Número	Nome
D4533-04(2009)	Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles

### 3.5. CORTE E PREPARAÇÃO DE PROVETES

De acordo com a norma NP EN ISO 9862:2007, o corte e preparação dos provetes para os ensaios a realizar em laboratório obedece a um conjunto de regras bem definidas. A norma prevê que os provetes de geotêxtil não sejam cortados segundo um mesmo alinhamento. Deste modo, ao distribuir a localização dos provetes ao longo de linhas diagonais em relação ao sentido de fabrico do material, é possível obter valores mais representativos desse mesmo material. Do mesmo modo, existe sempre a preocupação de evitar áreas onde se verificou que o material se encontrava visivelmente danificado, nomeadamente nas extremidades, nas dobras originadas pelo mau acondicionamento e onde a distribuição de fibras não era a representativa do material. Na Figura 3.8a é possível observar um esquema representativo da disposição de alguns provetes segundo a norma. Na Figura 3.8b apresenta-se a disposição efectuada com vista a uma optimização do material, minimizando assim desperdícios, no entanto de acordo com a norma.

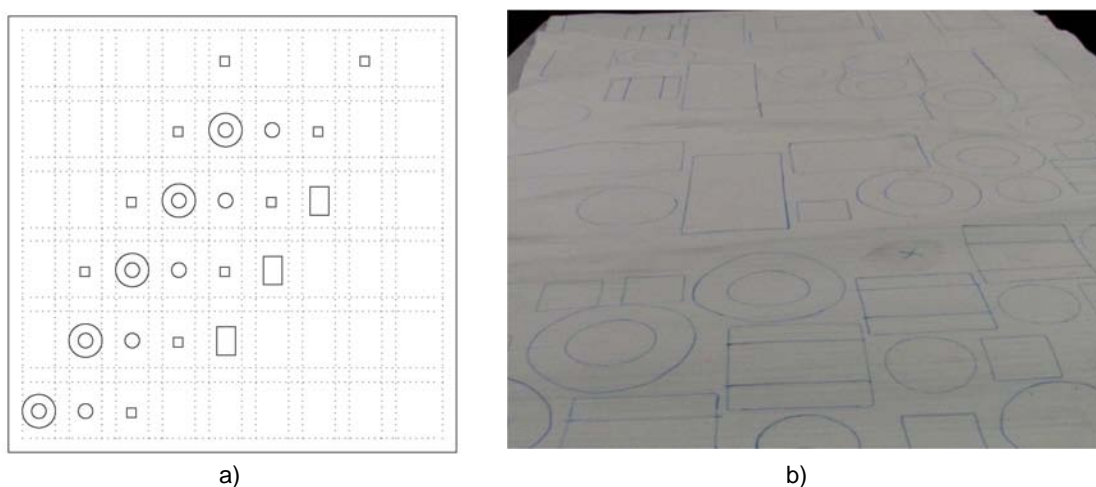


Figura 3.8 – Distribuição dos provetes: a) esquema; b) marcação para corte no geotêxtil.

### 3.6. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos, enquanto materiais aplicados na construção civil, possuem determinadas propriedades verdadeiramente importantes para que a sua funcionalidade ao longo do período de vida útil da obra seja assegurada. Essas propriedades podem ser dissociadas em quatro grandes grupos: as propriedades físicas, as mecânicas, as hidráulicas e as referentes à durabilidade.

No presente trabalho foram realizados ensaios laboratoriais no sentido de avaliar a influência dos factores de escala associados a cada um dos materiais e a cada uma das propriedades.

Factores não negligenciáveis são igualmente as acções a que o material está sujeito no momento da sua colocação em obra, assim como a forma como é manuseado e armazenado. No entanto esses não serão objecto de estudo.

#### 3.6.1. PROPRIEDADES FÍSICAS

No caso particular dos geotêxteis, as principais propriedades físicas são a espessura, a massa por unidade de área e a densidade relativa dos polímeros.



### 3.6.1.1. Espessura

As propriedades do material são em geral influenciadas directamente pela sua espessura. No caso particular dos geotêxteis não tecidos em análise, verifica-se que o aumento da espessura promove um aumento da massa por unidade de área, da resistência mecânica e da permeabilidade no plano, apenas para salientar alguns aspectos. A espessura característica dos geotêxteis na generalidade dos casos varia entre os 0,25 e os 7,5 mm.

A espessura corresponde à distância entre a superfície superior e inferior de um dado geossintético confinado entre um prato de referência, e em paralelo, um calcador circular. Esta distância é medida para uma determinada pressão aplicada ao provete e o seu valor vem expresso em mm.

A espessura dos geotêxteis é normalmente determinada de acordo com a NP EN ISO 9863-1:2006 (Geossintéticos – Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camadas simples). Segundo a norma, a espessura nominal é medida para três patamares de pressão normal: 2, 20 e 200 kPa. Na actualidade e para geotêxteis do tipo dos apresentados, apenas se realiza o ensaio para a pressão de  $2 \pm 0,01$  kPa (Figura 3.9b) para um número mínimo de 10 provetes, com 1,75 vezes a área do calcador. Importa referir que os provetes utilizados para a medição da espessura, foram os provetes utilizados para a determinação da massa por unidade de área com  $100 \text{ cm}^2$ , como ilustra a Figura 3.9a. A espessura consiste no valor lido no deflectómetro, com precisão de 0,01 mm, após o provete ter sido submetido à pressão previamente referida durante 30 segundos (Figura 3.10).

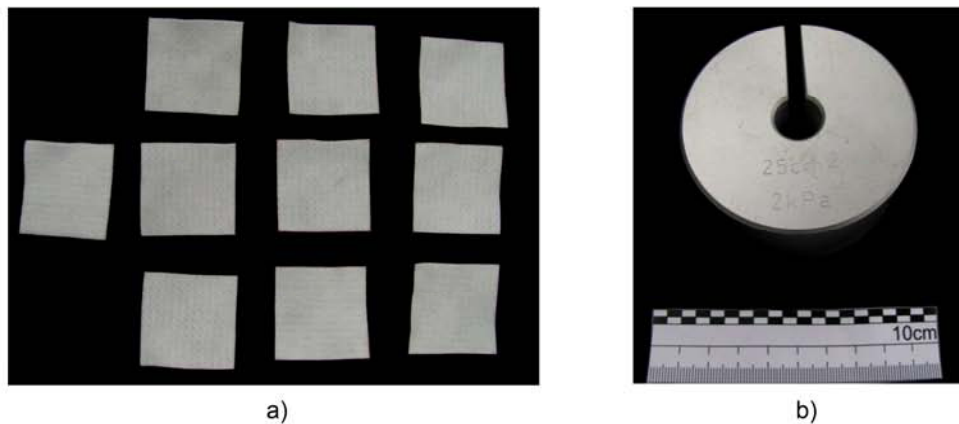


Figura 3.9 – Determinação da espessura: a) provetes; b) peso.

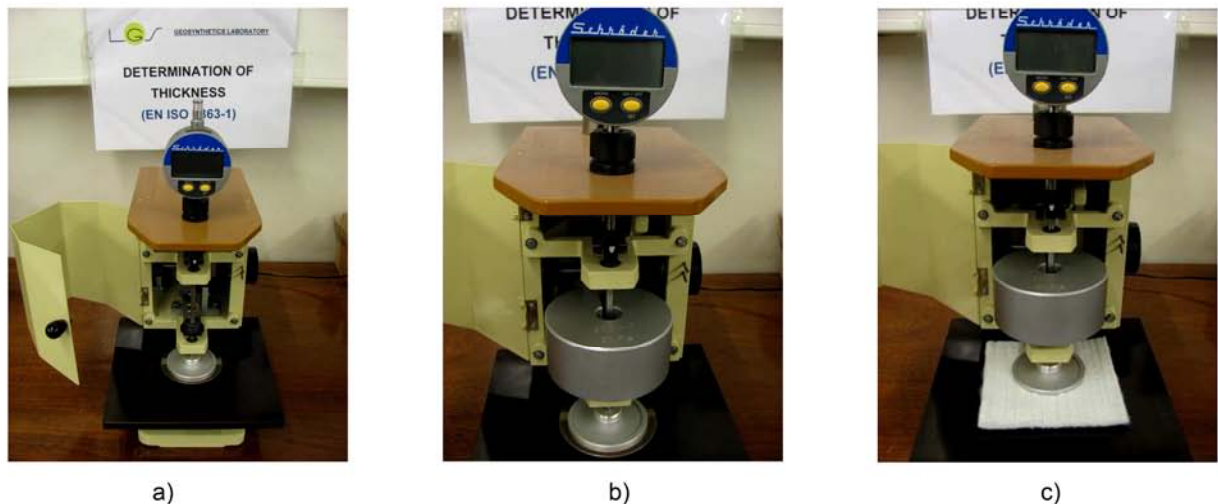


Figura 3.10 – Determinação da espessura: a) equipamento de ensaio; b) colocação do peso no equipamento (2 kPa); c) ensaio de um provete

Nos Quadros 3.6 e 3.7 apresentam-se, respectivamente, para o GTM e o GTP os valores obtidos relativos à espessura para cada um dos provetes, assim como os valores médios, desvio padrão e os coeficientes de variação. Para ambos os materiais o valor da espessura obtido foi muito constante, com um desvio padrão na casa da uma décima de milímetro, o que denota uma homogeneidade desta característica por todo o geotêxtil.

Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios da massa por unidade de área e espessura do GTM.

Proвете	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Massa (g)	MUA (g/m <sup>2</sup> )	Espessura (mm)
1	9,956	9,940	98,96	3,021	305	3,28
2	9,980	9,920	99,00	2,836	286	3,17
3	10,000	9,960	99,60	2,941	295	3,13
4	9,960	9,966	99,26	2,859	288	3,02
5	9,930	10,040	99,70	2,876	288	2,92
6	10,010	10,048	100,58	2,863	285	3,00
7	9,900	10,100	99,99	2,842	284	3,01
8	10,078	10,032	101,10	2,908	288	2,98
9	9,822	10,014	98,36	2,897	295	3,15
10	10,068	9,862	99,29	2,929	295	2,98
Valor médio	9,97	9,99	99,58	2,90	291	3,06
Desvio padrão	0,08	0,07	0,81	0,06	6,53	0,11
Coefficiente de variação (%)	0,77	0,71	0,81	1,93	2,24	3,66

Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios da massa por unidade de área e espessura do GTP.

Proвете	Lado 1 (cm)	Lado 2 (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Massa (g)	MUA (g/m <sup>2</sup> )	Espessura (mm)
1	10,070	10,170	102,41	11,976	1169	6,40
2	10,178	9,972	101,50	11,692	1152	6,30
3	10,050	10,246	102,97	11,97	1162	6,15
4	10,048	10,110	101,59	12,28	1209	6,38
5	10,050	10,240	102,91	12,248	1190	6,32
6	10,158	10,020	101,78	11,386	1119	6,02
7	10,038	10,226	102,65	11,365	1107	5,94
8	10,200	10,040	102,41	11,884	1160	6,41
9	10,038	10,208	102,47	12,304	1201	6,24
10	10,020	10,040	100,60	11,572	1150	6,21
Valor médio	10,09	10,13	102,13	11,87	1162	6,24
Desvio padrão	0,07	0,10	0,75	0,35	32,78	0,16
Coefficiente de variação (%)	0,66	1,02	0,73	2,99	2,82	2,57

O geotêxtil GTM apresenta uma espessura média de 3,06 mm, e 3,66% de coeficiente de variação. Como valores limite em termos de provete individual para a espessura, o mínimo obtido fixou-se em 2,92 mm e o máximo em 3,28 mm. Por outro lado, os valores das espessuras individuais dos provetes do geotêxtil GTP ensaiados variam entre um mínimo de 5,94 mm e um máximo de 6,41 mm. A espessura média apresentada para este geotêxtil foi de 6,24 mm, com um coeficiente de variação de 2,57%.

### 3.6.1.2. Massa por unidade de área

A massa por unidade de área é a característica intrínseca do geotêxtil utilizada para fornecer indicações relativas à sua resistência mecânica a esforços por exemplo de tracção ou punçoamento estático. Pode ainda permitir o controlo da qualidade de fabrico dos geossintéticos, assim como, ser uma boa aproximação sobre o custo do material.

A massa por unidade de área dos geossintéticos consiste na determinação da massa de provetes com área conhecida. O método da norma NP EN ISO 9864:2006 (Geossintéticos. Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados) exige pelo menos 10 provetes com dimensão de 100cm<sup>2</sup>. A medição dos provetes é realizada com uma craveira, com precisão de 0,01 mm, e a pesagem recorre a uma balança analítica, com precisão 0,001 g.

A massa por unidade de área ( $\mu A$ ) expressa em g/m<sup>2</sup> dos provetes geotêxteis foi determinada através da seguinte expressão:

$$\mu A = \frac{m \times 10000}{A} \quad (3.1)$$

em que  $m$  representa a massa do provete em gramas e  $A$  é a área do provete em cm<sup>2</sup>.

Na Figura 3.11 apresenta-se a medição do provete geotêxtil com 10 cm de lado com a craveira, assim como a pesagem e a respectiva balança analítica utilizada para a determinação da massa do provete geotêxtil.



Figura 3.11 – Determinação da massa por unidade de área: medição e pesagem do provete geotêxtil.

Nos Quadros 3.6 e 3.7, referentes respectivamente ao geotêxtil GTM e GTP, apresentam-se os resultados da massa por unidade de área arredondados à unidade mais próxima. Apresentam-se ainda os valores médios, desvios padrão e os coeficientes de variação correspondentes.

O geotêxtil GTM apresenta uma massa por unidade de área média de 291 g/m<sup>2</sup>, com um coeficiente de variação de 2,24 %.

O geotêxtil GTP apresenta um valor médio da massa por unidade de área de 1162 g/m<sup>2</sup> e um coeficiente de variação de 2,82%.

### 3.6.1.3. Densidade relativa

Não sendo determinada no âmbito deste trabalho, a diferença da densidade relativa dos geotêxteis em estudo foi claramente observada na imersão de provetes em água requerida para o estudo das propriedades hidráulicas. Esta propriedade é a razão entre a massa volúmica dos elementos que constituem o geossintético e a massa volúmica da água a 4 °C. No momento da observação do fenómeno a temperatura da água seria cerca de 18 °C não os 4 °C normalizados. Visto não ser um parâmetro a quantificar no âmbito do trabalho, apenas se registou o sucedido em termos comparativos.

Constatou-se que geotêxtil GTM manteve-se à superfície da água, enquanto o GTP se conservou totalmente imerso. A justificação para tal prende-se com o material constituinte de cada um dos geotêxteis, que como já foi referido são distintos. O GTM é um polipropileno cujo valor típico de densidade relativa é de 0,91 e daí flutuar. Por outro lado o poliéster com densidade relativa compreendida entre 1,22 e 1,38 não permite que o GTP flutue (Shukla, 2002). A Figura 3.12 ilustra essa situação.



Figura 3.12 – Densidade relativa do geotêxtil GTM e GTP.

Esta propriedade é especialmente importante em aplicações onde se pretenda que o material permaneça imerso. Um exemplo da importância desta propriedade na hidráulica marítima são os geotubos. Quando são preenchidos com material granular em profundidade por bombagem, tem maior facilidade em serem manobrados e posicionados no leito marinho se não flutuarem. Aminti, *et al* (2010), alertam para a maior estabilidade de polímeros não flutuantes no caso de falha de um recife submerso, pelo que deverão ser preferencialmente utilizados.



### 3.6.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

As obras de protecção costeira são sujeitas a esforços substanciais. Como já foi mencionado no Capítulo 2, estas estruturas, em função da sua tipologia, função e exposição podem sujeitar os materiais a esforços de três tipos: tracção ou compressão distribuídos pelo material, punçoamento de características mais localizadas e rasgamento (acção inicialmente local, e posteriormente distribuída pelo material). De referir a presença de cargas cíclicas por acção da ondulação, ou ainda, mas com menor frequência, acelerações sísmicas e impactos de navios que são provocadas de um modo dinâmico através de uma rápida transferência de energia ao geossintético. As cargas estáticas, sempre presentes ao longo da vida da obra, estão relacionadas com o peso próprio da estrutura ou com a pressão hidrostática quando esta se encontra permanente ou parcialmente submersa, ou ambas as situações, em períodos diferentes do dia por acção cíclica das marés. Assim sendo, é necessário garantir que os materiais possuam propriedades de resistência adequadas.

#### 3.6.2.1. Resistência a esforços de tracção

A resistência aos esforços de tracção de um determinado geossintético é a propriedade isolada mais importante dos geossintéticos (Koerner, 1999), e está directamente relacionada com o polímero que o constitui, a sua estrutura, o processo de fabrico, o tipo de ligação, entre outras (Lopes, 1998). O comportamento dos geossintéticos quando submetidos a esforços de tracção é caracterizado por uma curva que relaciona a força por unidade de largura, expressa em kN/m, com as extensões, expressas em %. A referida curva possibilita a obtenção da força por unidade de largura na rotura e a respectiva extensão para o mesmo instante e/ou na força máxima, entre outros parâmetros como a rigidez e a robustez. No caso particular dos geotêxteis não tecidos, a contribuição da deformação estrutural sobrepõe-se à deformação dos componentes do material, sendo esta última, muito mais gravosa em geogrelhas e geotêxteis tecidos.



Figura 3.13 – Equipamento de ensaio universal do laboratório de geossintéticos.

Uma apresentação exhaustiva do equipamento universal de ensaio (Figura 3.13) e do ensaio de tracção pode ser encontrada em Carneiro (2009). No presente trabalho, apenas se fará uma breve apresentação do equipamento e dos procedimentos seguidos para os geotêxteis em estudo. O equipamento de ensaio do LGS da FEUP consiste num equipamento de ensaio universal que permite a realização de ensaios de tracção/compressão e uma interface com um computador para controlo do ensaio e registo de dados de ensaio.

Estão disponíveis três células de carga com 5, 10 e 50 kN (Figura 3.14) de força máxima e cinco dispositivos de fixação de provetes adaptáveis a diferentes tipos de geossintéticos.

A norma mais utilizada para a realização dos ensaios de tracção, é a NP EN ISO 10319:2005 Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas. No entanto a NP EN 29073-3:1993 prevê a utilização de tiras estreitas. O procedimento experimental realizado cingiu-se somente ao método das tiras largas. Esta designação deve-se ao facto de os provetes utilizados neste ensaio possuírem um comprimento inferior à sua largura. A razão para a adopção dessa disposição deve-se ao efeito de contracção lateral verificado especialmente em geotêxteis, sendo este progressivo e atingindo o máximo na zona central do provete. A maior largura dos provetes permite obter um comportamento mais aproximado ao real, reduzindo o indesejado efeito da contracção.



Figura 3.14 – Células de carga: a) Células de 5 e 10 kN; b) Célula de 50 kN instalada no equipamento.

Através de ensaios exploratórios, verificou-se que seria necessário utilizar as três células de carga disponíveis, pois a norma NP EN ISO 10319:2005 refere que a rotura deve ocorrer entre os 30% e os 90% do espectro de força atingível pela célula de carga.

Verificou-se também que o dispositivo que permite uma boa fixação dos provetes de ambos os materiais sem originar escorregamentos excessivos ou roturas por danificação, são as garras em cunha metálica com face em borracha apresentadas na Figura 3.15.

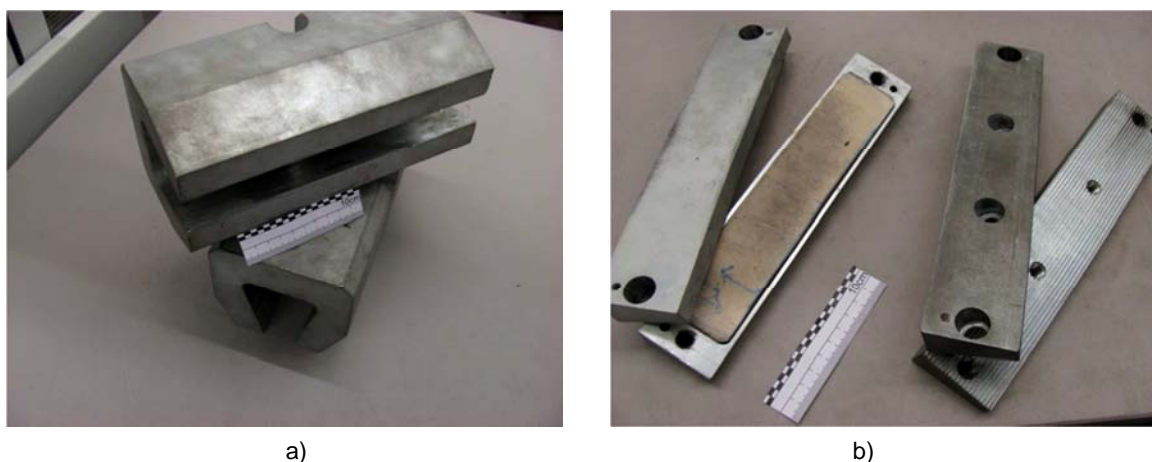


Figura 3.15 – Sistema de utilização de garras em cunha: a) cabrestantes; b) cunha face borracha (esq.) cunha face rugosa (dir.).

As garras hidráulicas (Figura 3.16a) permitiam um escorregamento excessivo do provete na zona de fixação, factor que impossibilitou à partida a utilização dessas garras. Por outro lado, as garras em cunha metálica com face rugosa ilustradas na Figura 3.15b, provocavam danificação no provete durante o ensaio, o que promovia sistematicamente a rotura dos provetes para tensões muito inferiores às atingidas com outras pegas. Nesta fase já se havia constatado o bom comportamento das cunhas metálicas com face em borracha, pelo que foram excluídas as garras cilíndricas devido à maior complexidade na montagem do provete e também por levar a um maior desperdício de material, necessário para a fixação e enrolamento em torno dos cilindros. As garras cilíndricas (Figura 3.16b) na generalidade dos casos são apenas utilizadas quando o geossintético apresenta um mau comportamento em todos os outros dispositivos de fixação apresentados, não podendo todavia ser utilizada para geossintéticos rígidos por não possibilitarem o enrolamento em torno do cilindro.

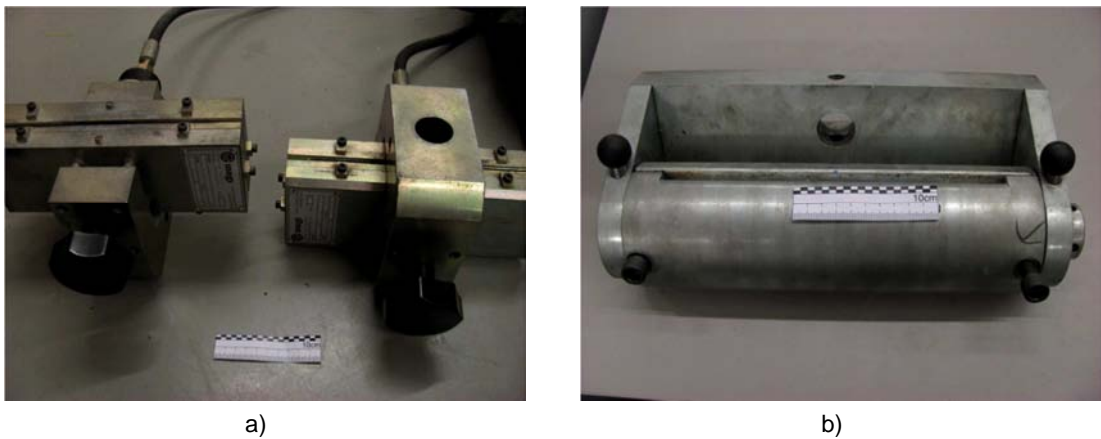


Figura 3.16 – a) Garra de compressão hidráulica; b) garra cilíndrica.

Os provetes a preparar para este layout experimental possuem as dimensões de 200mm por 200 mm, dos quais 100 mm na direcção vertical são necessários para a fixação nas cunhas (50 mm em cada cunha), como se encontra ilustrado na Figura 3.17. A norma NP EN ISO 10319:2005 estabelece que devem ser ensaiados, pelo menos, 5 provetes na direcção de fabrico e igual número na direcção perpendicular à de fabrico para cada material em estudo. Para permitir a visualização da ocorrência de escorregamentos durante o ensaio, devem ser traçadas duas linhas que acompanham o provete ao longo de todo o comprimento de fixação na garra como ilustrado na Figura 3.17 a vermelho. Estas linhas também facilitam a fixação do provete à distância de 100 mm de cada uma das garras.

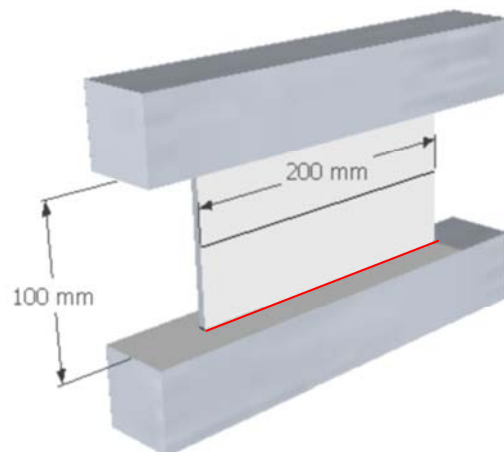


Figura 3.17 – Dimensões do provete para o ensaio de tracção e disposição nas cunhas.

Os provetes são colocados centrados nos cabrestantes, de forma a que o alinhamento dos provetes seja paralelo à direcção de aplicação da força. O ensaio processa-se por aplicação de um deslocamento longitudinal constante, com uma razão de extensão fixada em  $20 \pm 5$  % por minuto. A distância entre pegas de  $100 \pm 3$  mm está garantida pelo comprimento do material entre cunhas, pelo que apenas é necessário criar uma ligeira tensão inicial no material para que a cunha inferior fique em posição e se possa iniciar o ensaio.

Para a determinação da extensão estão disponíveis no Laboratório de Geossintéticos da FEUP equipamentos que possibilitam a escolha entre dois métodos distintos: o vídeo-extensómetro (Figura 3.18) ou através do deslocamento relativo das garras, devendo este último ser sujeito a um ensaio de calibração onde se verifique a não existência de uma diferença significativa entre a utilização do deslocamento das garras e a utilização do extensómetro. O princípio do vídeo-extensómetro assenta no reconhecimento de dois círculos contrastantes de cor encarnada posicionados a 30 mm do eixo de simetria do provete, na direcção paralela à da aplicação da carga, perfazendo uma distância total de 60 mm como se pode constatar pela Figura 3.18c. Para que esse valor lido seja consistente com o valor real é necessário que o vídeo-extensómetro seja calibrado antes do ensaio. A calibração é conseguida com auxílio de uma régua onde se colocam uma série de alvos com um determinado espaçamento cujo valor é introduzido no “software”, assim como é introduzido o número de alvos que se encontram na zona de aquisição. De forma automática o “software” faz a calibração, sendo em seguida necessário confirmar o sucesso da operação confrontando os valores lidos com os reais.

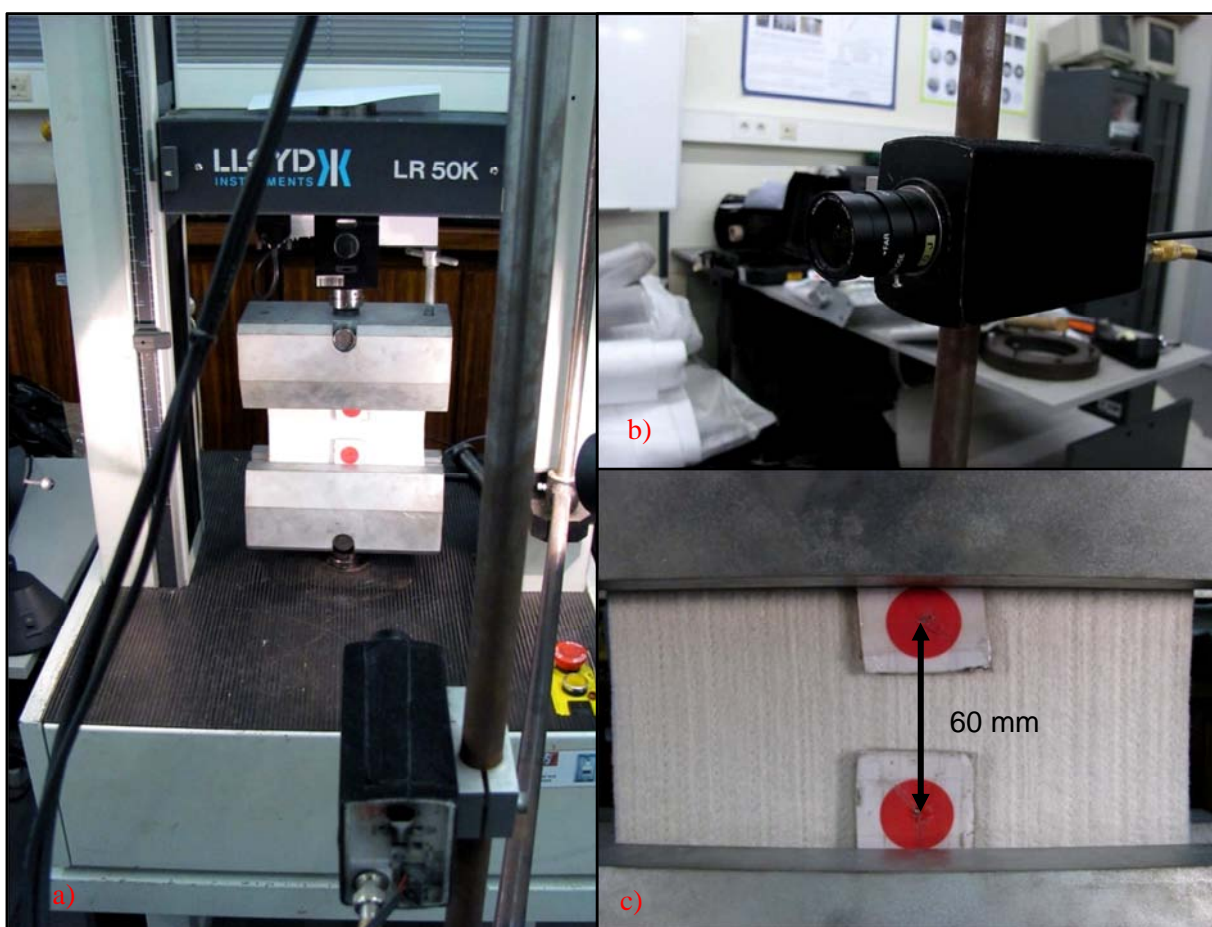


Figura 3.18 – Vídeo-extensómetro: a) Vista geral; b) câmara para aquisição do sinal; c) alvos colocados em provete pronto a ensaiar.



O objectivo do ensaio de tracção neste estudo é a determinação da força máxima e a extensão para a força máxima, obtidas para ambos os geotêxteis intactos na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à de fabrico.

A opção de medições das extensões recaiu sobre o vídeo-extensómetro pela maior fiabilidade e boa estabilidade dos alvos, permitida pelo material, precisamente até ao momento da rotura para a força máxima. Por diversas vezes a linha de rotura intersecta a zona de fixação do alvo originando um deslocamento indesejado do alvo e consequentes erros de leitura das extensões como se pode constatar pela Figura 3.19. No caso de ser relevante para o estudo a robustez do geotêxtil, seria necessário avaliar o deslocamento das garras para assim retirar valores correctos de extensão após a rotura. Como esse deslocamento brusco apenas se verifica no preciso momento em que é atingida a força máxima, é considerado que a extensão é bem avaliada até esse ponto.



Figura 3.19 – Rotura de geotêxtil GTP com deslocamento do alvo.

O número de provetes submetidos a ensaio foram: cinco na direcção de fabrico e cinco na direcção perpendicular à direcção de fabrico. Durante e após o ensaio é importante verificar o mecanismo de rotura e a sua localização. Deve ser considerado, de acordo com a NP EN ISO 10319:2005 e no caso de não haver qualquer outro critério, que qualquer provete em que a rotura ocorra até uma distância de 5 mm das garras, resultando num valor registado inferior a 50% da média dos valores para os outros provetes, seja rejeitado. Outros dois factores considerados como motivo para a rejeição dos provetes são, a existência de roturas provocadas por danos induzidos pelas garras (comum nas garras de cunha de face rugosa) e o deslizamento dos pontos de referência do vídeo-extensómetro.

Os resultados a retirar do ensaio de tracção pelo “software” podem ser configurados. Neste caso foram extraídos os valores referentes à força, à extensão medida pelo vídeo-extensómetro e extensão medida pelas garras.

Como mencionado, as leituras obtidas pelo vídeo-extensómetro não permitem avaliar o comportamento após a rotura, daí o recurso ao afastamento das garras para evidenciar o comportamento dos materiais após a rotura. A Figura 3.20 ilustra as curvas força-extensão de dois provetes na direcção de fabrico, dos geotêxteis GTM e GTP obtidas através do afastamento das garras. É possível verificar uma ligeira concavidade, com recuperação de tensão por patamares progressivamente decrescentes, motivada pela redistribuição de tensões pelas fibras vizinhas ainda intactas. Foi possível verificar um comportamento idêntico na rotura para ambos os geotêxteis na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

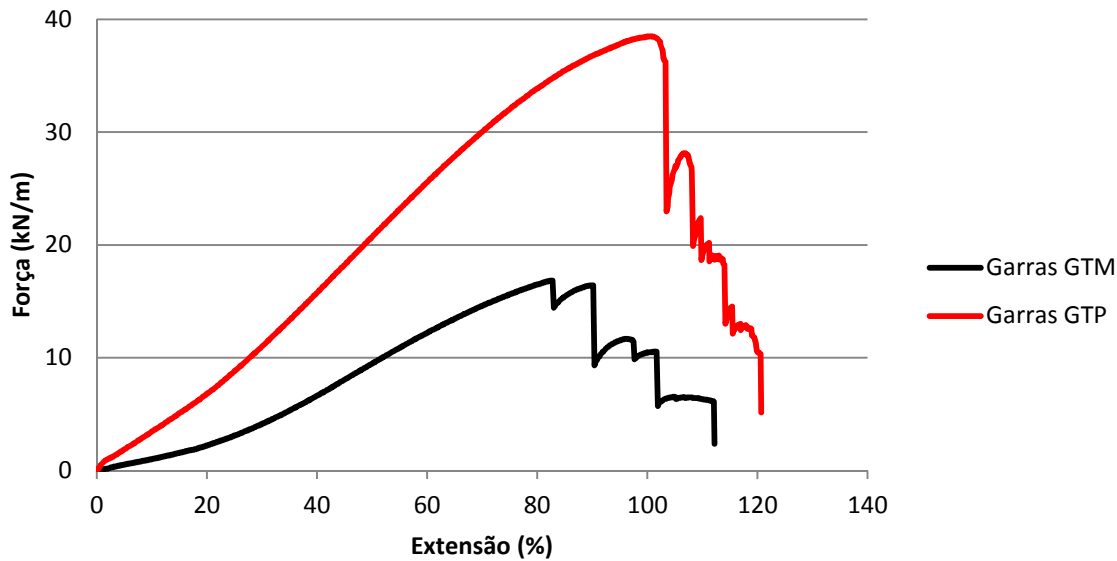


Figura 3.20 – Curvas força-extensão obtidas pelo afastamento das garras para um provete de cada geotêxtil em estudo.

De acordo com a NP EN ISO 10319:2005 a resistência à tracção ( $T$ ), expressa em kN/m de um geotêxtil não tecido de largura nominal  $B$  em metros, é determinada aplicando um coeficiente  $C$  à força máxima medida durante o ensaio ( $F_{max}$ ) em kN da seguinte forma:

$$T = F_{max} \times C \quad (3.2)$$

com,

$$C = \frac{1}{B} \quad (3.3)$$

A outra propriedade medida durante o ensaio é a extensão, em particular o valor correspondente à resistência à tracção do geotêxtil. A extensão para a força máxima ( $\varepsilon_{Fmax}$ ) em % é determinada com a seguinte expressão:

$$\varepsilon_{Fmax} = \frac{(L_{Fmax} - L_0)}{L_0} \times 100 \quad (3.4)$$

sendo  $L_{Fmax}$ , a distância entre os pontos de referência registada para a força máxima e  $L_0$  o comprimento de referência inicial.

O Quadro 3.8 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de tracção dos dez provetes intactos dos geotêxteis GTM, ensaiados na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico. Os valores apresentados incluem a força máxima, a resistência à tracção e a extensão na força máxima de cada um dos provetes ensaiados. A partir destes valores foram determinados os valores médios do ensaio, bem como os desvios padrão e os coeficientes de variação.

Quadro 3.8 – Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTM.

Provete	Direcção de fabrico			Direcção perpendicular à direcção de fabrico		
	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{Fmax}$ (%)	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{Fmax}$ (%)
1	3,37	16,84	41,30	6,00	30,02	34,00
2	3,66	18,32	40,30	6,33	31,67	34,00
3	3,45	17,25	42,80	6,67	33,35	38,30
4	3,69	18,43	40,10	6,36	31,81	35,30
5	3,87	19,35	40,70	6,51	32,53	36,10
Valor médio	3,61	18,04	41,04	6,38	31,88	35,54
Desvio padrão	0,20	1,00	1,09	0,25	1,23	1,78
Coeficiente de variação (%)	5,56	5,56	2,64	3,87	3,87	5,02

Na direcção de fabrico a resistência à tracção média foi de 18,04 kN/m, com um coeficiente de variação de 5,56%. A extensão na força máxima respectiva foi em média de 41,04 % para um coeficiente de variação de 2,64%.

Na outra direcção, ou seja, na direcção perpendicular à direcção de fabrico, a resistência à tracção é substancialmente superior tendo atingido um valor médio de 31,88 kN/m (coeficiente de variação de 3,87%). A extensão média para esta resistência à tracção foi de 35,54% (coeficiente de variação de 5,02%).

Nas Figuras 3.21 e 3.22 apresentam-se as curvas força-extensão de cada um dos provetes e a curva força-extensão média para o geotêxtil GTM na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico respectivamente. A curva média foi determinada com recurso ao software OriginPro 8.0. As irregularidades verificadas nas curvas força-extensão devem-se a pequenos deslocamentos dos alvos durante os ensaios, pelo rearranjo das fibras do geotêxtil ao ser traccionado e à oscilação da captura de sinal pelo vídeo-extensómetro que faz variar a área do alvo e por conseguinte a respectiva distância entre alvos.

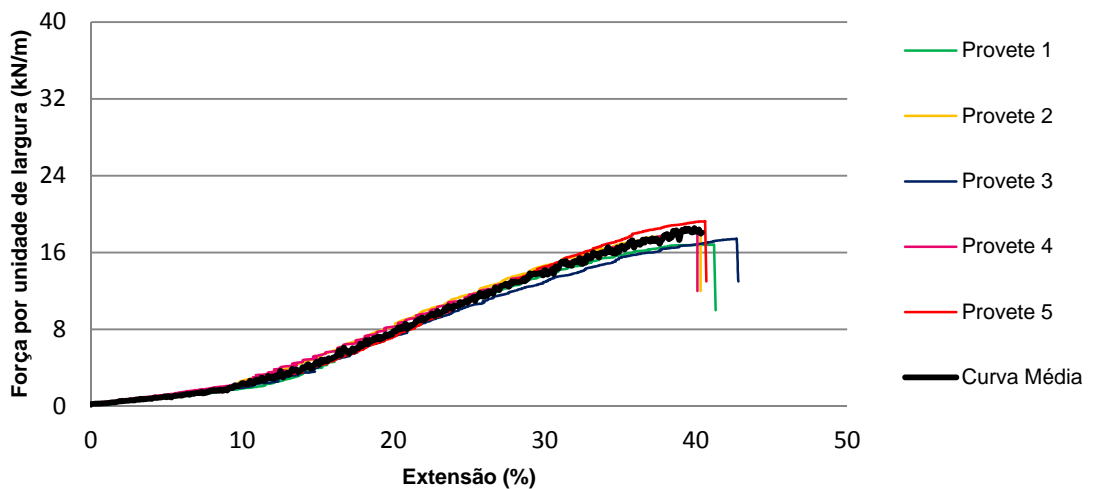


Figura 3.21 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção de fabrico.

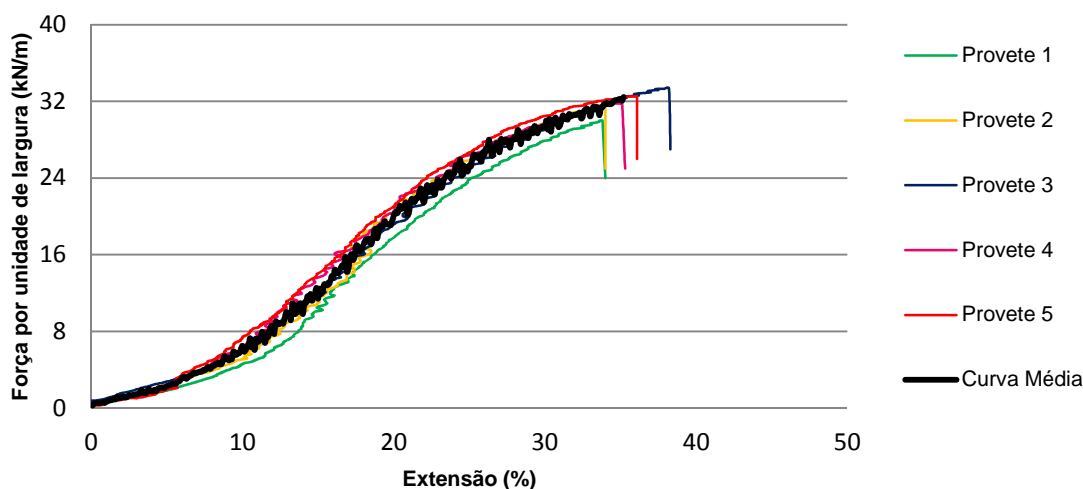


Figura 3.22 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Como se pode constatar pela análise da Figura 3.23 os provetes do geotêxtil GTM na direcção de fabrico romperam para menores valores de força de tracção, porém a extensão atingida foi superior comparativamente à extensão na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

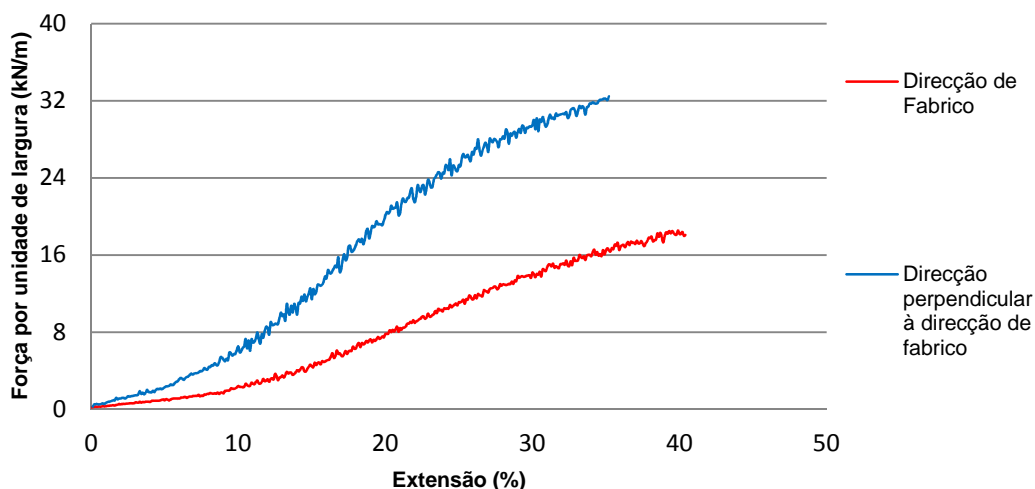


Figura 3.23 – Comparação das curvas médias força-extensão do geotêxtil GTM na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Tal como para o geotêxtil GTM, serão em seguida apresentadas as características de tracção-extensão do geotêxtil GTP intacto. Assim, apresentam-se no Quadro 3.9 os resultados obtidos nos ensaios para dez provetes intactos na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico do geotêxtil. Os valores apresentados são a força máxima, a resistência à tracção e a extensão na força máxima de cada um dos provetes ensaiados. A partir dos resultados dos provetes individuais, foram determinados os valores médios dos parâmetros, bem como os respectivos desvios padrão e coeficientes de variação.



Quadro 3.9 – Resultados dos ensaios de tracção-extensão para o geotêxtil GTP.

Provete	Direcção de fabrico			Direcção perpendicular à direcção de fabrico		
	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{Fmax}$ (%)	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{Fmax}$ (%)
1	7,78	38,89	49,60	11,31	56,56	37,30
2	7,70	38,49	48,20	12,17	60,87	37,50
3	7,38	36,90	49,00	11,50	57,49	34,20
4	7,61	38,04	50,00	11,25	56,25	35,50
5	8,15	40,77	49,30	12,32	61,60	37,00
Valor médio	7,72	38,62	49,22	11,71	58,55	36,30
Desvio padrão	0,28	1,41	0,68	0,50	2,50	1,41
Coefficiente de variação (%)	3,66	3,66	1,38	4,28	4,28	3,89

Na direcção de fabrico a resistência à tracção média do GTP foi de 38,62 kN/m (coeficiente de variação de 3,66%), enquanto a extensão na força máxima apresentou um valor médio de 49,22% (coeficiente de variação de 1,38%).

Na direcção perpendicular à direcção de fabrico a resistência à tracção média foi de 58,55 kN/m (coeficiente de variação de 4,28%). A extensão na força máxima foi em média de 36,30% (coeficiente de variação de 3,89 %).

Nas Figuras 3.24 e 3.25 apresentam-se as curvas força-extensão de cada um dos provetes e a curva média do geotêxtil GTP, respectivamente, na direcção de fabrico e na direcção perpendicular a esta.

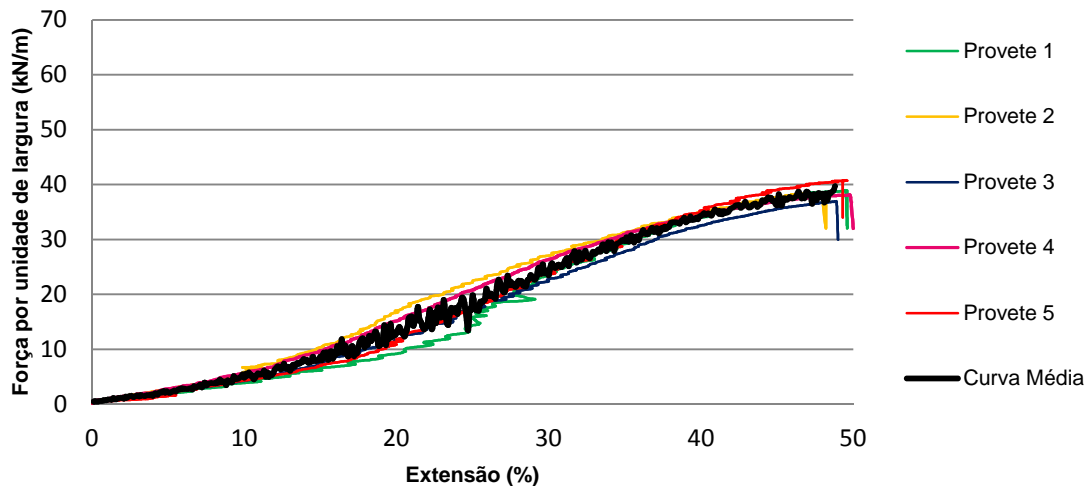


Figura 3.24 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP na direcção de fabrico.

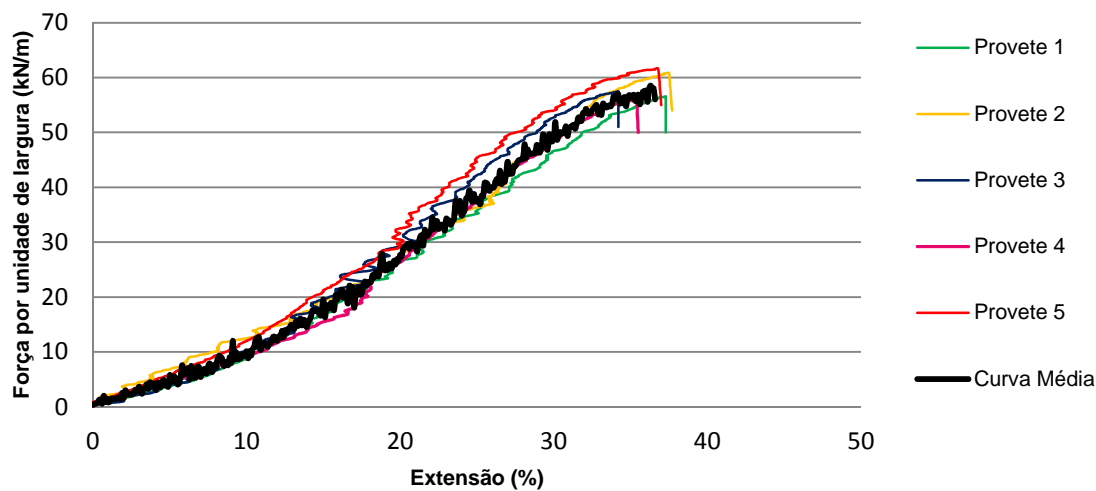


Figura 3.25 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à de fabrico.

Constata-se pela Figura 3.26 que o comportamento do geotêxtil GTP é semelhante ao geotêxtil GTM pois em ambos os geotêxteis os provetes na direcção de fabrico romperam para menores valores de força de tracção, mas para maiores valores de extensão.

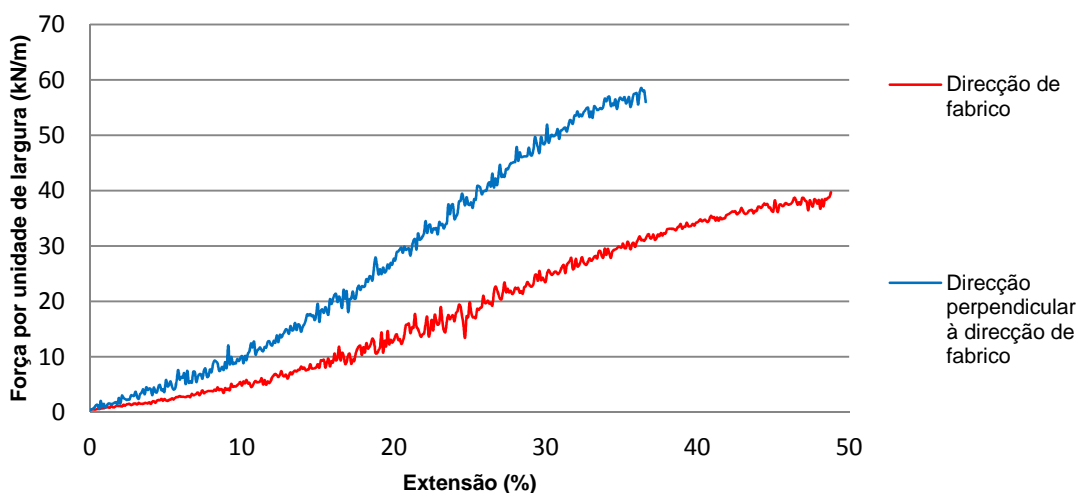


Figura 3.26 – Comparação das curvas médias força-extensão do geotêxtil GTP na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

### 3.6.2.2. Resistência ao punçoamento

Os geocontentores são estruturas que possuem as funções de separação e filtro, ou seja, têm como objectivo evitar a fuga de material granular do seu interior para o meio envolvente, sob a acção das cargas aplicadas. Para exercer estas funções, o geotêxtil tem de possuir as características mecânicas e hidráulicas adequadas, onde se enquadra a resistência ao punçoamento.

O punçoamento é originado pela acção de cargas concentradas, muitas vezes provocadas pelo contacto de partículas angulosas com os geossintéticos. Estas acções poderão surgir, não somente durante o período de vida útil em obra, mas também durante a fase de armazenamento, transporte e colocação.

A vulnerabilidade dos geossintéticos às compressões diferenciais ou a choques causados pela queda de materiais é inversamente proporcional à resistência ao punçamento. Assim, é importante tanto para as condições estáticas, assim como para as dinâmicas, a determinação da resistência do geossintético ao punçamento.

A Figura 3.27 ilustra, esquematicamente, o processo de danificação por punçamento em geotêxtil.

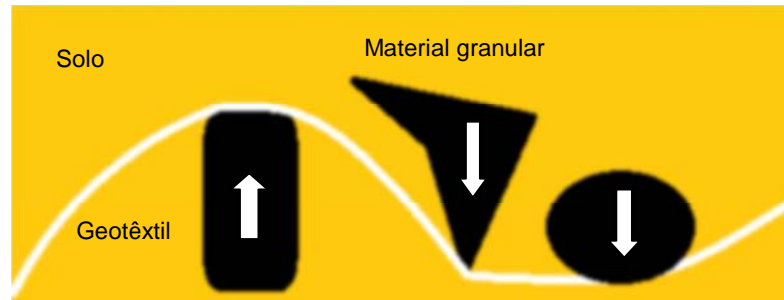


Figura 3.27 – Esquema de danificação por punçamento em geotêxtil.

Sujeitos à agitação marítima, os geocontentores estão à mercê das ondas e dos objectos que se encontram no mar como troncos de árvores, rochas e outros detritos que arremessados na rebentação podem originar punçamento. De igual modo durante a construção, a queda de rochas, ferramentas ou outros objectos que podem causar cortes ou perfurações.

#### - PUNÇAMENTO DINÂMICO

Laboratorialmente é possível simular tais ocorrências com recurso ao teste de impacto, sendo seguido o método apresentado na NP EN ISO 13433:2008 (Geossintéticos – Ensaio de perfuração dinâmica (ensaio com queda de cone)).

O ensaio de perfuração dinâmica consiste na queda de um cone metálico sobre um geossintético instalado entre duas argolas de aço com diâmetro interno de  $150,0 \pm 0,5$  mm, que são apertadas por parafusos (Figura 3.28). As argolas fixam o provete em toda a periferia de modo a que seja evitado escorregamento durante o ensaio, sem no entanto danificar o provete.

Os provetes para o ensaio de punçamento dinâmico são no mínimo cinco, de acordo com a norma. São cortados com uma forma circular e furados na sua periferia, de modo a permitir a passagem dos parafusos de aperto das argolas.

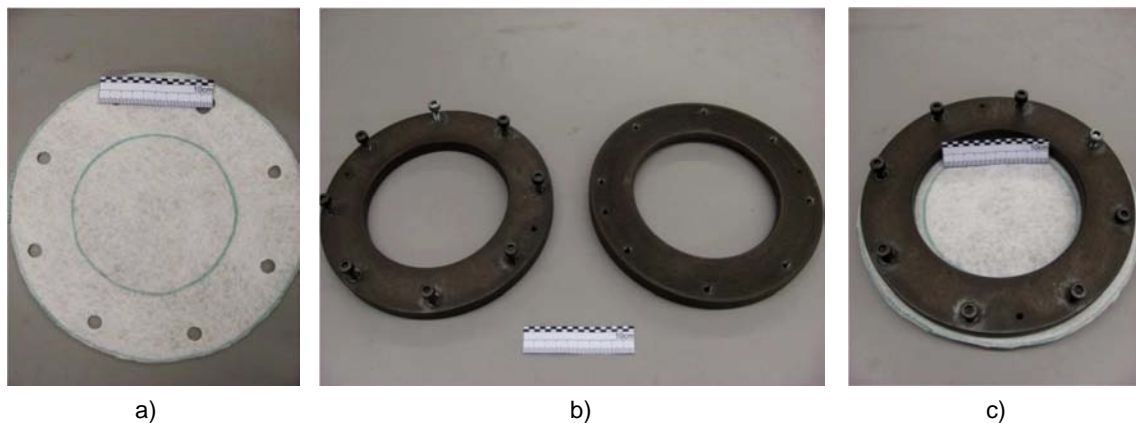


Figura 3.28 – Preparação de um provete para o ensaio de punçamento: a) provete; b) argolas de aço c) provete preparado para ensaio.

No LGS da FEUP está disponível uma estrutura que permite a fixação do cone metálico (Figura 3.29c) com superfície polida, com  $1000 \pm 5$  g de peso total e  $45^\circ$  de ângulo de desenvolvimento, a  $500 \pm 2$  mm do centro do provete mantido na horizontal e bem seguro pelo suporte anelar (Figura 3.29a). O passo seguinte consiste na descida da guarda de protecção até ao provete, para evitar que o cone ressalte no provete para o exterior do equipamento e se possa danificar ou causar ferimentos no operador, como ilustra a Figura 3.29b. É também aconselhável colocar uma superfície absorvente de energia sob o provete, como por exemplo uma esponja para proteger o cone no caso de este trespassar totalmente o geotêxtil.

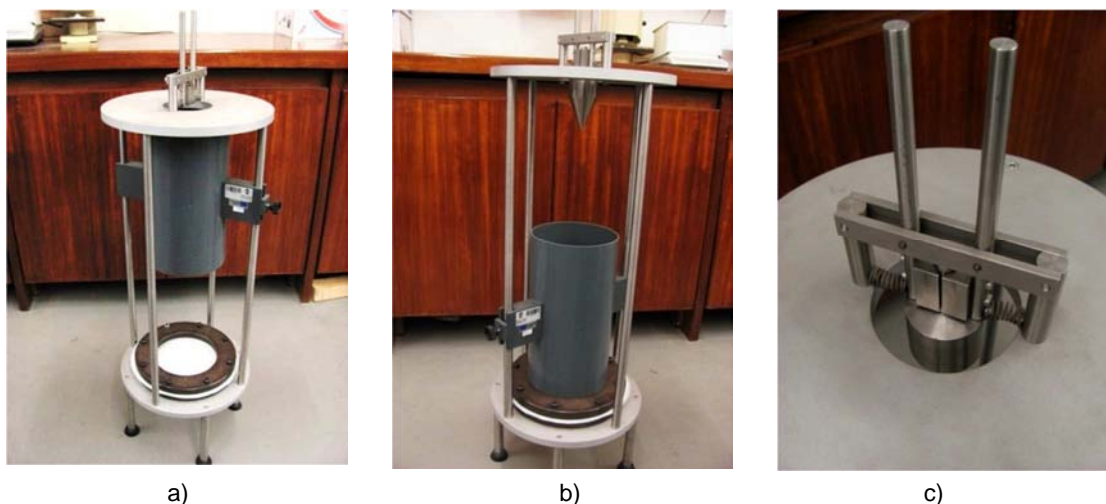


Figura 3.29 – Preparação do equipamento para o ensaio de punção dinâmica: a) colocação do provete condicionado; b) descida da guarda; c) colocação do cone nos fixadores.

Garantidas as condições de segurança, o ensaio processa-se com a libertação do cone do sistema que o retém, ao que se segue o impacto no geotêxtil (Figura 3.30a). O impacto poderá fazer com que o cone ressalte no provete e volte a cair novamente sobre o geotêxtil, criando um novo orifício, o qual deve ser medido caso seja maior do que o primeiro. A medição é realizada com um cone de medição que é inserido logo após o punção dinâmica e mantido na vertical sem aplicar pressão adicional além das  $600 \pm 5$  g do peso próprio do cone. Após 10 segundos é medido o diâmetro, expresso em mm, do orifício correspondendo o punção ao máximo diâmetro visível do cone sob o provete como ilustram as Figura 3.30b e c.

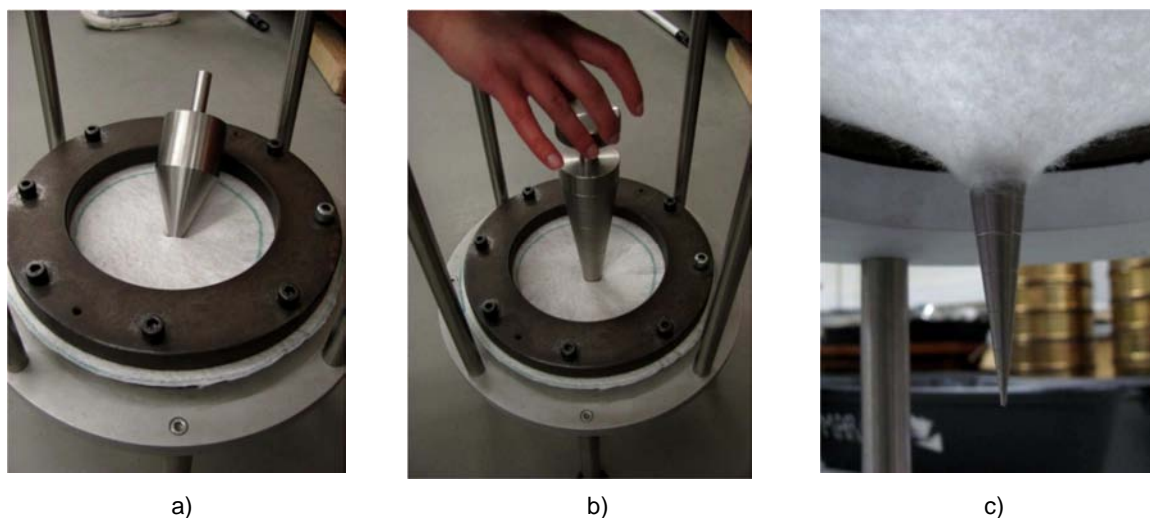


Figura 3.30 – Pós-ensaio de punção dinâmica: a) punção provocado pelo cone; b) e c) medição da abertura com o cone de medição.

Ambos os geotêxteis são não tecidos agulhados e apresentam isotropia aproximada entre ambas as faces, bem como na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à de fabrico. Assim, foi seleccionada uma face onde seria realizado o ensaio para os cinco provetes de cada material, repetindo-se o procedimento para cada um deles.

Para os provetes GTP, o ensaio não provocou punçoamento (Figura 3.31b) ao contrário do GTM onde se obteve punçoamento em todos os provetes (Figura 3.31a). O Quadro 3.10 contém os resultados obtidos do ensaio de punçoamento dinâmico, onde o valor médio do punçoamento dinâmico do GTM foi de 10,4 mm e o coeficiente de variação foi de 8,60 %. Esta variação deve-se apenas a um provete em que o diâmetro medido foi de 12 mm, ao contrário de todos os outros em que o diâmetro medido foi de 10 mm.

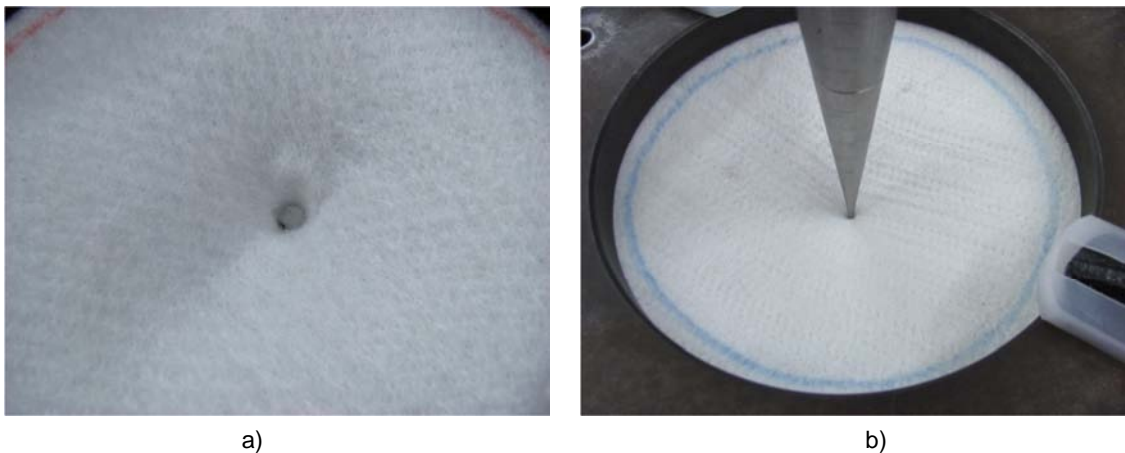


Figura 3.31 – Perfuração por punçoamento dinâmico: a) GTM; b) GTP.

Quadro 3.10 – Resultados dos ensaios de punçoamento dinâmico.

Proвете	GTM (mm)	GTP (mm)
1	10	–
2	12	–
3	10	–
4	10	–
5	10	–
Valor médio	10,4	–
Desvio padrão	0,89	–
Coeficiente de variação (%)	8,60	–

Pode-se concluir que o GTP possui uma muito boa resistência ao punçoamento dinâmico, sendo à partida, segundo a normalização em vigor, um bom material para a aplicação em causa. Outros autores tendo como objectivo a simulação de impactos de determinados objectos com os geocontentores, realizaram ensaios não normalizados para efeitos de dimensionamento de estruturas com geotêxteis. No Capítulo 4 do presente trabalho é apresentado um dispositivo desenvolvido por Heibaum (2010) para simulação do punçoamento dinâmico.



### - PUNÇOAMENTO ESTÁTICO

A simulação de acções estáticas de punçoamento como sejam as dos geocontentores em contacto com a fundação pode ser efectuada pelo método da NP EN ISO 12236:2008 (Geossintéticos – Ensaio de punçoamento estático (ensaio CBR)).

No LGS da FEUP, o ensaio é realizado no equipamento de ensaio universal utilizado para o ensaio de tracção anteriormente mencionado. Neste, a acção a realizar é a compressão a uma velocidade constante de  $(50 \pm 10)$  mm/min sobre o geotêxtil, que se encontra fixo nos mesmos anéis utilizados para o ensaio de punçoamento dinâmico. Por sua vez, os anéis são apoiados sobre um suporte especialmente concebido para o efeito. Na extremidade móvel, fixa à célula de carga, encontra-se um percussor em aço inoxidável polido com  $(50 \pm 0,5)$  mm e raio da extremidade de  $(2,5 \pm 0,2)$  mm que provoca o punçoamento no geotêxtil (Figura 3.32a). O arredondamento da extremidade do percussor tem por objectivo não provocar corte por aresta nos materiais. No início do ensaio o percussor é posicionado em contacto com o provete, sem no entanto, ser exercida tensão sobre o mesmo, como ilustra a Figura 3.32b.

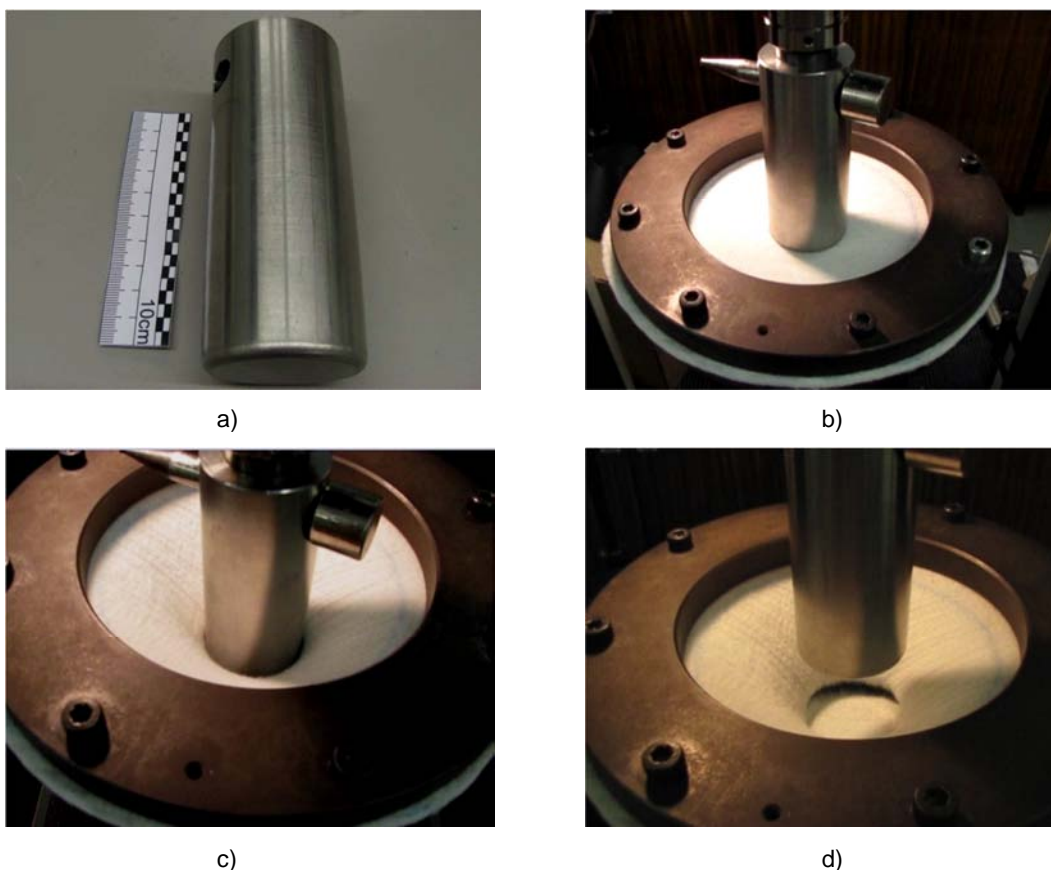


Figura 3.32 – Ensaio de punçoamento estático: a) pilão; b) início do ensaio; c) deformação do provete; d) rotura do provete.

A norma prevê a rejeição de todos os provetes cuja força de punçoamento máxima seja inferior a 50% do valor médio dos restantes provetes ensaiados. Ensaios em que a rotura se dá muito próximo das argolas, assim como a constatação de deslizamento do material na pega, devem ser igualmente rejeitados.

Os resultados obtidos a partir de um ensaio de punçoamento estático são o valor médio da força de punçoamento máxima, expressa em kN, e o valor médio do deslocamento na força máxima registada, expresso em mm, para o conjunto de provetes ensaiados. Os valores destes parâmetros para os geotêxteis GTM e GTP são apresentados no Quadro 3.11, bem como os correspondentes desvios padrão e coeficientes de variação.

Quadro 3.11 – Resultados obtidos no ensaio de punçoamento estático dos geotêxteis GTM e GTP.

Provete	GTM		GTP	
	$F_{\max}$ (kN)	$\varepsilon_{F\max}$ (mm)	$F_{\max}$ (kN)	$\varepsilon_{F\max}$ (mm)
1	3,77	64,5	7,78	59,0
2	3,81	62,8	9,18	68,7
3	4,35	65,9	8,52	65,1
4	3,47	58,3	8,47	61,9
5	4,38	61,9	8,56	68,5
6	4,67	64,0	8,11	67,2
7	3,81	64,9	8,76	65,0
8	4,44	62,9	8,87	65,1
9	4,19	66,6	8,47	63,4
10	4,23	64,9	8,19	65,6
Valor médio	4,11	63,67	8,49	64,95
Desvio padrão	0,38	2,37	0,40	2,97
Coeficiente de variação (%)	9,17	3,73	4,72	4,57

Inicialmente foram ensaiados 5 provetes de cada geotêxtil, no entanto em ambos os casos o coeficiente de variação obtido foi superior a 5%, mais precisamente 10,03% para GTM e 5,83% para o GTP. Assim, de acordo com a norma é então necessário ensaiar mais 5 provetes e analisar os resultados para os dez provetes. Atendendo a que os materiais não possuem diferentes características nas duas faces, efectuaram-se os ensaios numa das faces pré-estabelecida.

No conto dos dez provetes, a resistência ao punçoamento estático do geotêxtil GTM apresenta um valor médio de 4,11 kN, com um coeficiente de variação de 9,17%. O GTM, cedeu em média, para um deslocamento de 63,67 mm, com um coeficiente de variação de 3,73%. Para o geotêxtil GTP a resistência ao punçoamento estático assume um valor médio de 8,49 kN, com um coeficiente de variação de 4,72%, enquanto o correspondente deslocamento médio para a força máxima apresenta um valor de 64,95 mm, com um coeficiente de variação de 4,57%. É interessante verificar que apesar da resistência ao punçoamento estático ser aproximadamente o dobro no geotêxtil GTP, o deslocamento para a força máxima é aproximadamente igual nos dois geotêxteis estudados.

Nas Figuras 3.33 e 3.34 ilustram-se as curvas de força-deslocamento obtidas no ensaio de punção estático, respectivamente, para o geotêxtil GTM e para o geotêxtil GTP. A traço fino representam-se os primeiros 5 provetes e a traço grosso os restantes 5 provetes para cada geotêxtil.

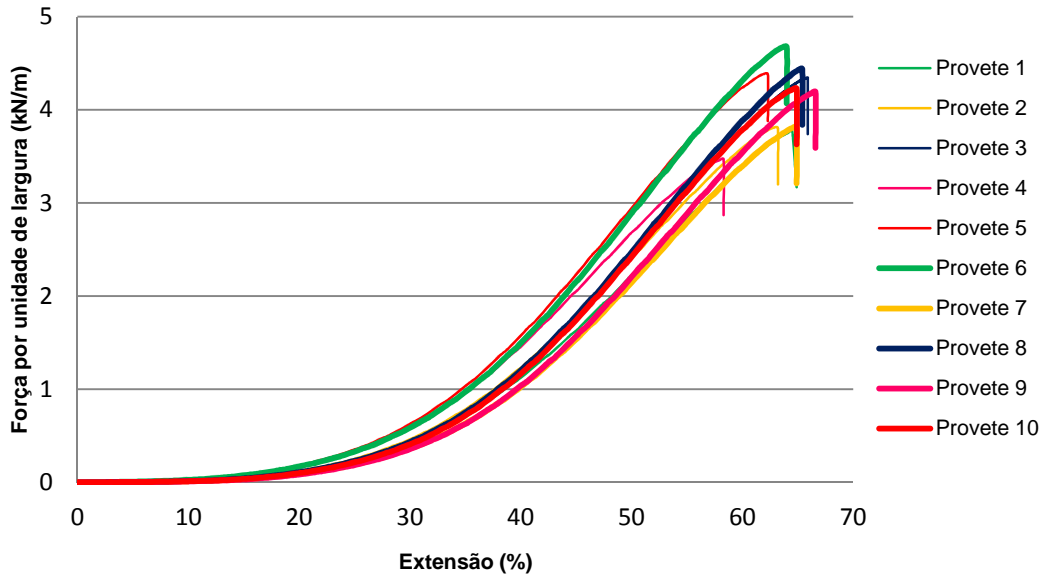


Figura 3.33 – Curvas de força-deslocamento dos 10 provetes ensaiados do geotêxtil GTM.

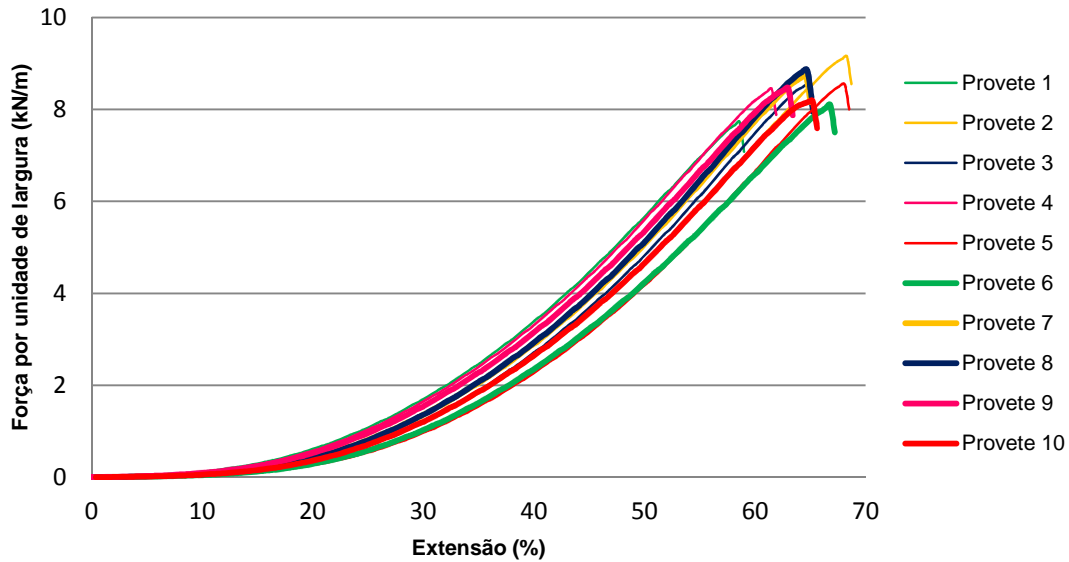


Figura 3.34 – Curvas de força-deslocamento dos 10 provetes ensaiados do geotêxtil GTP.



### 3.6.2.3. Resistência ao rasgamento

O rasgamento é uma propriedade de elevada importância nas estruturas de protecção costeira, pois pode levar à propagação de grandes aberturas no geocontentor, originando a perda de solo que, por sua vez, instabiliza a estrutura.

Os métodos actualmente existentes para a determinação da resistência ao rasgamento são provenientes da ASTM D35: a ASTM D4533-04 (2009) para o caso de geotêxteis.

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 (Pinho-Lopes, 2004). Na prática, consiste na disseminação de rasgões pré-existentes por concentração de tensões na proximidade das zonas danificadas.

A realização dos ensaios de rasgamento no LGS da FEUP faz uso do mesmo equipamento utilizado anteriormente para os ensaios de tracção e punção estático. As garras escolhidas para a realização deste ensaio foram as hidráulicas, pois as forças de rasgamento alcançadas pelos geotêxteis em estudo (GTM e GTP) são relativamente baixas, sendo a compressão exercida pelas garras a suficiente para segurar os provetes sem os danificar.

Os provetes utilizados são cortados com uma forma rectangular com dimensões 200x76 mm. O início do rasgamento é potenciado por um corte com 15 mm de desenvolvimento, localizado no ponto médio do lado maior do provete e paralelo ao lado menor deste. A preparação do provete para ensaio fica completa com a marcação de um trapézio, cuja base menor se situa no lado do corte realizado.

A Figura 3.35 ilustra um dos provetes usados nos ensaios de rasgamento e a sua representação esquemática.

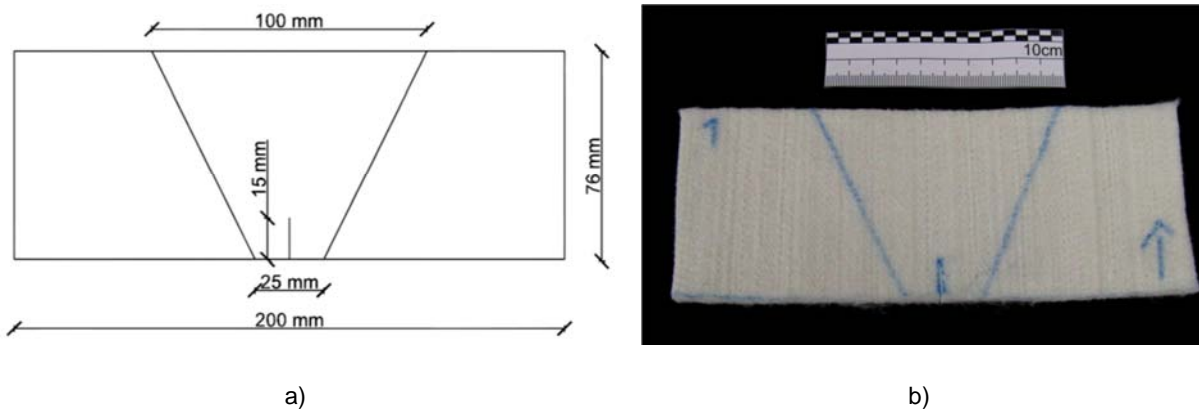


Figura 3.35– Esquema de um provete para o ensaio de rasgamento de acordo com a norma ASTM D4533-04 (2009): a) esquema do provete; b) provete do geotêxtil GTP.

A fixação dos provetes às garras do equipamento é realizada de modo a que o limite livre da pega hidráulica se situe paralelo e coincidente com as linhas do trapézio desenhadas no provete. As garras são posicionadas de modo que a distância inicial entre elas seja de  $25 \pm 1$  mm, como se ilustra na Figura 3.36.

O equipamento é programado para realizar tracções com uma velocidade constante de  $300 \pm 10$  mm/min, o que despoleta a propagação do rasgão ao longo da largura do provete. A força desenvolvida durante o ensaio é registada, bem como a respectiva extensão.

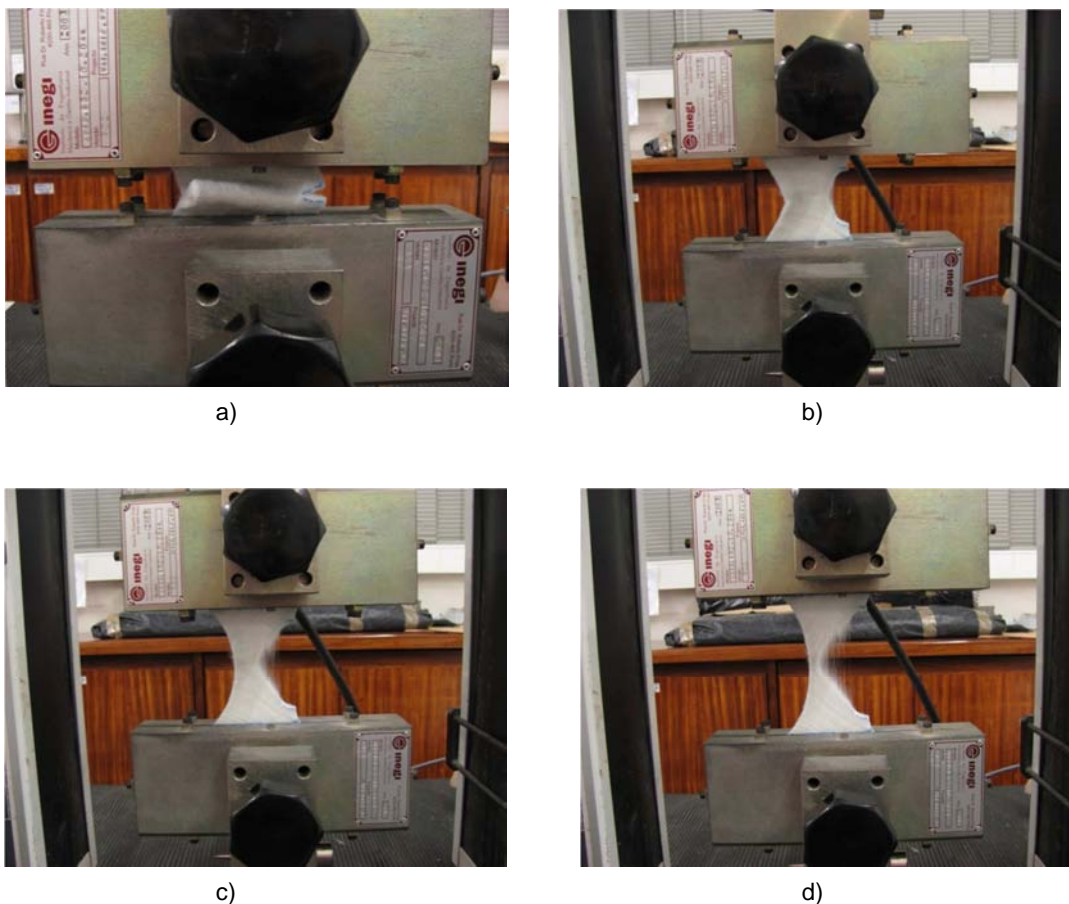


Figura 3.36 – Ensaio de rasgamento de um provete do geotêxtil GTP:  
a) início do ensaio; b) e c) durante o ensaio; d) final do ensaio.

Durante o ensaio é importante ficar atento a possíveis escorregamentos, em especial no lado do corte onde o provete tende a ser mais traccionado. Caso se verifique escorregamento do provete na zona das pegas, este deve ser rejeitado, de acordo com o definido na norma ASTM D4533. A norma também define que todos os resultados individuais que se desviem em 25% ou mais do valor médio do conjunto de provetes ensaiados devem igualmente ser rejeitados.

No Quadro 3.12 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de rasgamento de 10 provetes intactos de cada um dos geotêxteis, GTM e GTP, ensaiados na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico. A partir das resistências ao rasgamento de todos os provetes ensaiados, foram calculados os valores médios correspondentes, assim como os respectivos desvios padrão e coeficiente de variação.

A resistência ao rasgamento do geotêxtil GTM na direcção de fabrico, apresenta um valor médio de 612 N (coeficiente de variação de 5,9%). O valor máximo obtido para os dez ensaios foi de 671 N e o mínimo de 563 N. Na direcção perpendicular à direcção de fabrico, ainda referente ao geotêxtil GTM, o espectro de resistência ao rasgamento abrange valores dos 354 N aos 528 N, com a média dos valores a fixar-se em 430 N. O coeficiente de variação para o GTM na direcção perpendicular à direcção de fabrico foi de 13,1 %, ou seja, o maior coeficiente de variação obtido na totalidade dos ensaios.

Quadro 3.12 – Resultados do ensaio de rasgamento de 10 provetes intactos do geotêxtil GTM e GTP para a direcção de fabrico e para a direcção perpendicular à de fabrico.

Provete	GTM		GTP	
	F <sub>max</sub> (N) MD	F <sub>max</sub> (N) CMD	F <sub>max</sub> (N) MD	F <sub>max</sub> (N) CMD
1	576	528	1317	997
2	573	402	1243	923
3	671	464	1273	981
4	606	422	1285	857
5	602	407	1201	911
6	563	497	1291	909
7	634	376	1444	891
8	606	386	1285	907
9	644	468	1308	945
10	648	354	1221	887
Valor médio	612	430	1287	921
Desvio padrão	36	56	67	43
Coeficiente de variação (%)	5,9	13,1	5,2	4,7

Por seu turno, o geotêxtil GTP apresentou para a direcção de fabrico uma resistência ao rasgamento máxima de 1444 N e mínima de 1201 N. A média para a totalidade dos dez ensaios situa-se nos 1287 N, para um coeficiente de variação de 5,2 %. Por fim, na direcção perpendicular à direcção de fabrico do geotêxtil GTP obteve-se como valor médio de resistência ao rasgamento 921 N, para um coeficiente de variação de 4,7 %. O valor mais elevado registado foi 997 N e o valor mais baixo foi de 857 N.

Dos valores obtidos é importante destacar a maior capacidade de resistência ao rasgamento de ambos os geotêxteis na direcção de fabrico. Outro facto interessante é que a diferença de resistência ao rasgamento entre a direcção de fabrico e a direcção perpendicular à direcção de fabrico nos dois geotêxteis é de 30%.

As curvas de rasgamento dos provetes do geotêxtil GTM possuem vários máximos e mínimos, como se pode avaliar a título de exemplo pela Figura 3.37. Na curva de rasgamento média, os máximos e os mínimos têm tendência a anularem-se entre si, suavizando a forma da curva comparativamente à forma da curva de rasgamento de um provete individual. Assim, a forma da curva, de rasgamento média não representa rigorosamente o comportamento dos provetes durante o ensaio. Motivo pelo qual os valores de resistência ao rasgamento apresentados neste trabalho serão os valores calculados a partir da média dos valores de todos os provetes ensaiados, pelo que, não serão apresentadas as curvas de rasgamento para todos os ensaios.

Contudo a forma das curvas de rasgamento dos provetes de GTM é também semelhante à forma das curvas apresentadas para o GTP, possuindo vários máximos e mínimos para as duas direcções ensaiadas.

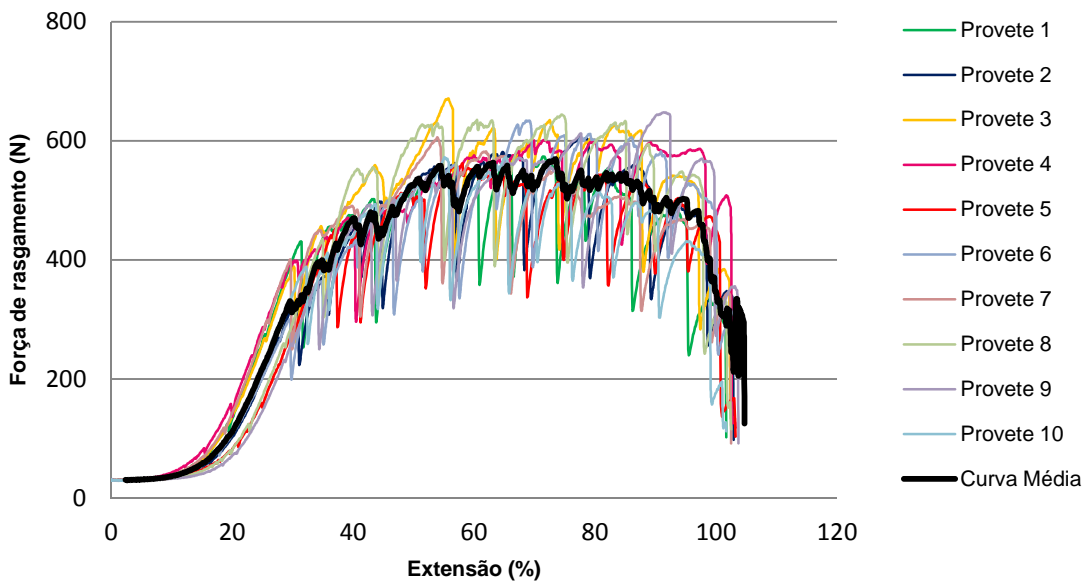


Figura 3.37 – Curvas de rasgamento dos provetes e curva de rasgamento média do geotêxtil GTM na direcção de fabrico.

### 3.6.3. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

As propriedades hidráulicas mais importantes dos geossintéticos são a distribuição e dimensão das aberturas e a permeabilidade. A permeabilidade pode ser avaliada na direcção dos planos do material (transmissividade) e na direcção perpendicular a estes, como ilustrado nas Figuras 3.38 e 3.39, respectivamente.

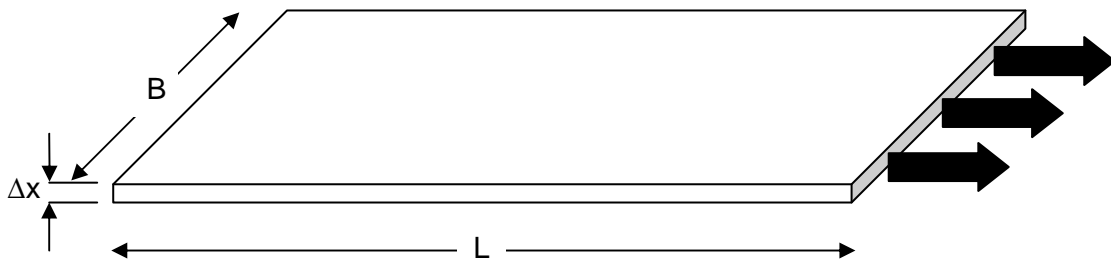


Figura 3.38 – Permeabilidade nos planos do material (adaptado de Shukla, 2002).

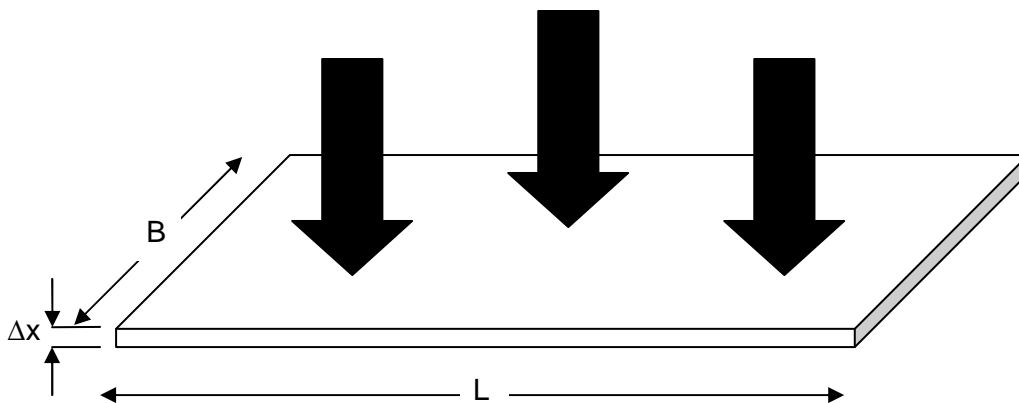


Figura 3.39 – Permeabilidade no plano perpendicular ao do material (adaptado de Shukla, 2002).

As referidas propriedades foram estudadas no âmbito deste trabalho, porém, outras há que não o foram, tais como a permeabilidade ao ar e a capacidade de filtragem de solos. De salientar que as propriedades hidráulicas de um geossintético são mais influenciadas pelo processo de fabrico do que pelo tipo de polímero (Ingold, 1994). A espessura e a dimensão característica da abertura dos poros são as propriedades físicas que mais influenciam as propriedades hidráulicas, daí se ter incluído o estudo da dimensão característica da abertura dos poros neste subcapítulo.

Os ensaios de permeabilidade de geotêxteis normalizados admitem que em todos os momentos o escoamento verificado é laminar, sendo válida a equação de Darcy expressa da seguinte forma:

$$v = k \times i \quad (3.5)$$

em que  $v$  representa a velocidade do escoamento (m/s),  $k$  o coeficiente de permeabilidade do material (m/s) e  $i$  representa o gradiente hidráulico (m/m).

A conhecida fórmula do caudal percolado através de um determinado elemento pode ser obtida pela multiplicação de ambos os membros da equação de Darcy, pela secção atravessada pelo fluido.

$$Q = k \times i \times S \quad (3.6)$$

em que  $Q$  é o caudal (m<sup>3</sup>/s),  $i$  o gradiente hidráulico e  $S$  é a área de escoamento do fluido (m<sup>2</sup>).

Na verdade, existem momentos em que o regime de escoamento nos ensaios laboratoriais adquire características turbulentas. Isto invalidaria a aplicação da expressão anterior ao estudo da permeabilidade dos geossintéticos. Ingold (1994), assume que o princípio de Darcy se verifica quando, de facto, isso não acontece, fazendo com que as características de permeabilidade, determinadas laboratorialmente, sejam subestimadas.

### 3.6.3.1. Dimensão característica da abertura dos poros

Os geocontentores devem permitir o fluxo de água para o seu interior com o objectivo de promover a dissipação de energia pelo solo, funcionando o geossintético como filtro prevenindo a remoção excessiva das partículas finas do solo confinado. A distribuição e a dimensão dos poros são então parâmetros fundamentais para o dimensionamento dos geossintéticos como filtros.

Os poros em geotêxteis não tecidos são muito mais variáveis em termos de distribuição e tamanho do que os poros nos geotêxteis tecidos. Isto deve-se ao processo de fabrico que é distinto, reflectindo-se no desempenho hidráulico dos dois tipos de geotêxteis. Os geotêxteis tecidos, na prática, funcionam como um peneiro e não como um filtro granular com um espectro de poros tridimensional, podendo originar alterações de porometria, caso os filamentos se desloquem da sua posição inicial.

A avaliação da dimensão característica da abertura dos poros dos geotêxteis pode ser realizada através de diversos métodos, desde a microscopia e sistemas de injeção de mercúrio, até os mais variados métodos de peneiração, por via seca, por via húmida e peneiração hidrodinâmica.

O procedimento usado no LGS da FEUP é o método de peneiração por via húmida, cujos procedimentos estão de acordo com a NP EN ISO 12956: 2006 (Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da dimensão característica da abertura). De notar, que este ensaio é também muitas vezes designado por ensaio de porometria.

A concepção dos métodos que recorrem à peneiração é em tudo idêntica à da análise granulométrica de materiais granulares. Nesta, as partículas de solo passam através de uma série de peneiros, determinando-se a quantidade de material granular retida em cada um deles. De modo semelhante, nos métodos em que se recorre à peneiração para determinar a dimensão e a distribuição dos poros de um geotêxtil, é executada a peneiração de um material granular de composição granulométrica conhecida, em que o geotêxtil desempenha o papel de peneiro. São por fim recolhidos os passados através do geotêxtil, de modo a ser estabelecida a sua composição granulométrica por peneiração.

A dimensão equivalente de abertura dos poros (DEA) e a dimensão aparente de abertura dos poros (DAA) dos geotêxteis podem ser determinadas pela aplicação deste método a partir da curva granulométrica do material passado ilustrada na Figura 3.40. A designação atribuída a estas grandezas é a de  $O_{95}$  para a DEA e de  $O_n$  para a DAA. Este é um importante parâmetro, pois indica a % de aberturas do geossintético que possuem uma dimensão igual ou inferior a esse valor. Por outras palavras, se um geotêxtil apresenta um valor de  $100\ \mu\text{m}$  para  $O_{90}$ , então, 90% dos poros do geotêxtil têm dimensões inferiores a  $100\ \mu\text{m}$ .

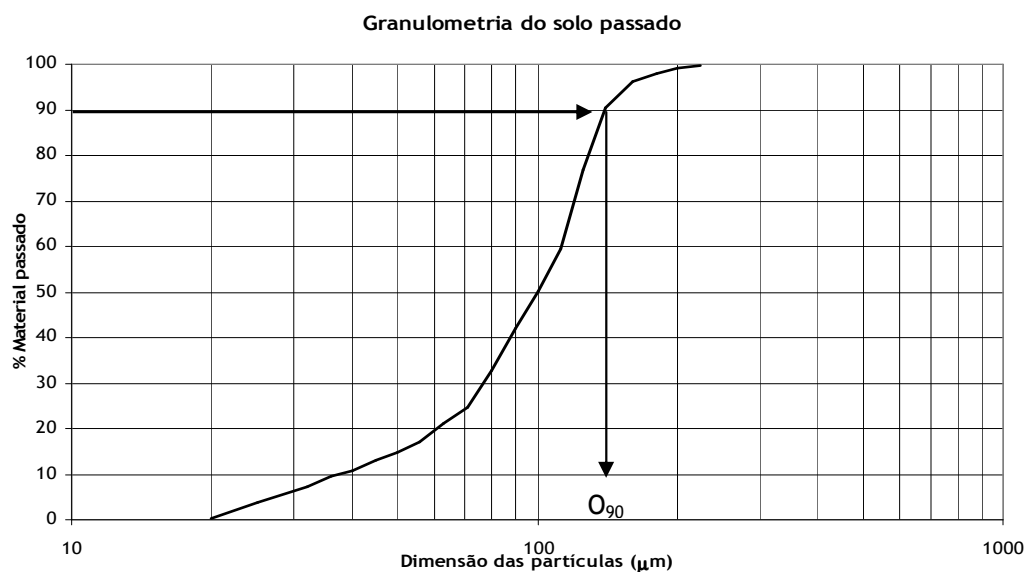


Figura 3.40 – Determinação de  $O_{90}$  a partir da curva granulométrica do solo passado através de um geotêxtil (adaptado de Moreira, 2009).

Os provetes para o ensaio de porometria são cortados com  $200\ \text{mm}$  de diâmetro, de acordo com as especificações da NP EN ISO 9862:2007. Durante o procedimento, os provetes estarão fixos a uma estrutura de suporte que consiste num aro metálico com oito parafusos soldados que permitem a fixação do geotêxtil ao peneiro e à estrutura de suporte do peneiro (Figura 3.41a). Assim, é necessário efectuar pequenos furos no geotêxtil de modo a permitir o atravessamento dos parafusos. O passo seguinte consiste na pesagem do provete seco, a que se segue a sua saturação em água durante, pelo menos, 12h à temperatura ambiente com o objectivo de remover o ar que se encontra aprisionado no espaço entre as fibras do material.

Uma vez terminado o processo de saturação, o provete é removido e cuidadosamente posicionado sobre o suporte do peneiro, que se encontra na horizontal, sem provocar tensões adicionais no geotêxtil (Figura 3.41b). O peneiro possui uma malha quadrangular com 10 mm de lado que suporta o geotêxtil. O peneiro é posicionado no topo do provete (Figura 3.41c) e um anel metálico perfurado completa a ligação entre os três elementos.

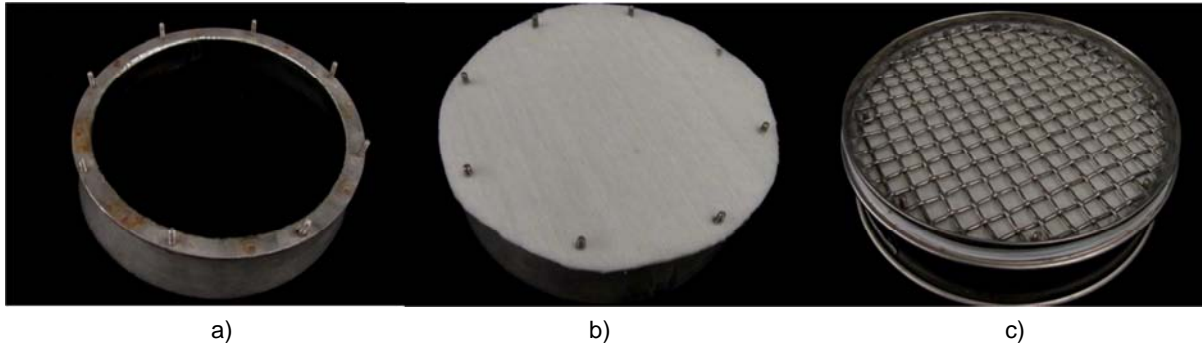


Figura 3.41 – Fixação do provete ao suporte: a) suporte do peneiro; b) colocação do provete no suporte do peneiro; c) colocação do peneiro sobre o geotêxtil.

O solo utilizado no ensaio consiste numa mistura de dois solos cujas dosagens foram estudadas de modo a atender às características especificadas na NP EN ISO 12956: 2006. Segundo a norma, o solo granular não pode ser coesivo para evitar a formação de grânulos que retenham partículas de solo mais fino, que de outro modo passariam pelo geotêxtil. A granulometria mínima admissível, de acordo com norma, para que o solo não possua propriedades coesivas, é de 0,010 mm. A curva granulométrica deve ser contínua e as partículas constituintes do solo devem ser essencialmente esféricas, devendo ser evitadas partículas lascadas com arestas vivas. Os dois solos usados para proceder à mistura, são uma areia SP 45 (Solo 1) e uma farinha de sílica (Solo 2). O solo após pesagem (Solo 1 = 53,1g; Solo 2 = 167,9g), deve ser distribuído uniformemente sobre o geotêxtil, de forma a obter uma massa por unidade de área de  $7 \pm 0,1 \text{ kg/m}^2$  (Figura 3.42a). A curva granulométrica do solo, ilustrada na Figura 3.42b, deve possuir um coeficiente de uniformidade ( $C_U$ ) compreendido entre 3 e 20 ( $3 \leq C_U \leq 20$ ) e o valor de  $O_{90}$  deve estar compreendido entre  $d_{20}$  e  $d_{80}$ , para melhorar a exactidão da determinação da dimensão característica da abertura do geotêxtil.

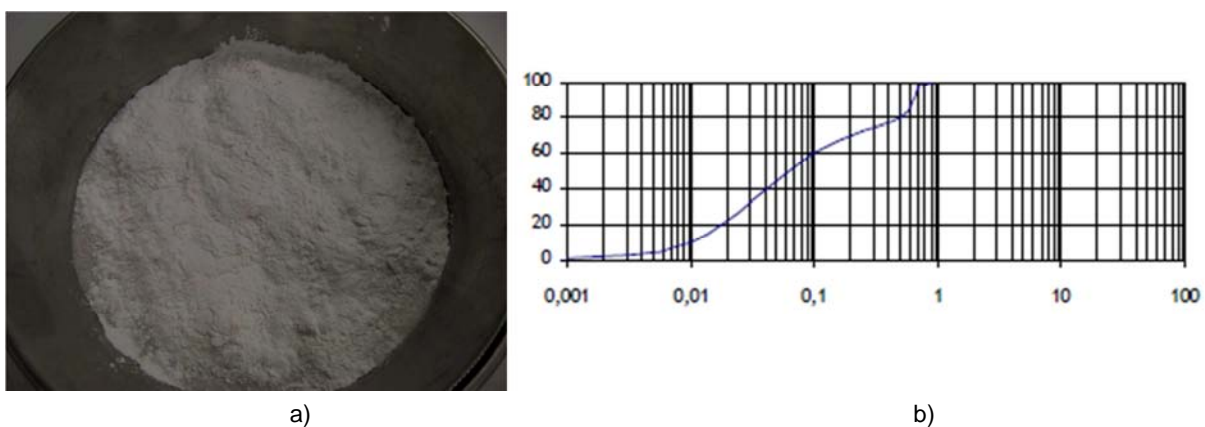
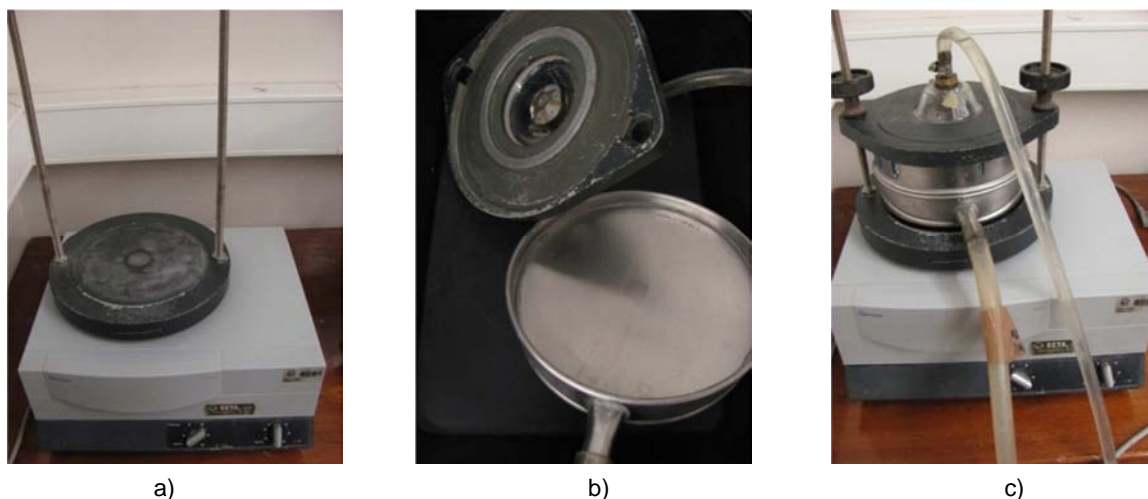


Figura 3.42 – Solo granular: a) colocação do solo granular sobre o geotêxtil; b) curva granulométrica do solo utilizado no ensaio de porometria (adaptado de Pinto, 2005).



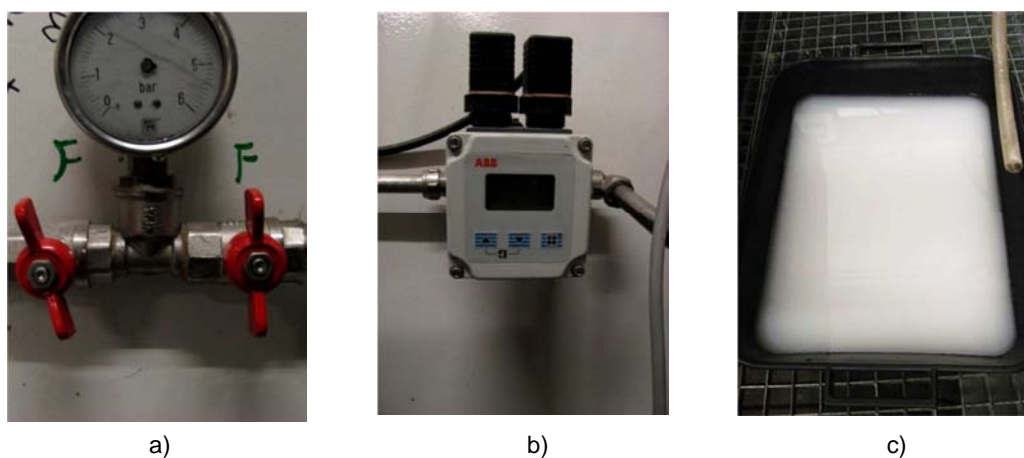
Preparado o provete, é necessário utilizar dois acessórios com funções distintas mas essenciais. Uma tampa com um bocal de pulverização de água acoplado (Figura 3.43b), que tem por função a retenção de qualquer partícula de solo que salte do peneiro por acção da vibração e em simultâneo pulverize água sobre o solo, garantindo que todas as suas partículas são molhadas, sem que o nível da água ultrapasse o nível superior da camada de solo. O outro acessório consiste numa tina com base inclinada que funciona como meio receptor do solo que passa através do provete (Figura 3.43b), encaminhando a mistura solo-água para o recipiente de recolha. Na interface de encaixe entre a tina e o peneiro é aplicado *teflon*, com o fim de evitar a ocorrência de fugas de solo-água (Figura 3.41c).



a) Figura 3.43 – Ensaio de porometria: a) equipamento de peneiração automática; b) tina e pulverizador; c) dispositivo no decorrer do ensaio.

Finda a colocação de todos os acessórios no equipamento de peneiração automática, ajusta-se a amplitude de vibração, do equipamento de peneiração automática, para 1,5mm e a pressão da rede para os 300 kPa ou 3 bar, nas unidades do manómetro de pressão acoplado à alimentação de água como ilustra a Figura 3.44a.

Concluídas estas operações de preparação, dá-se início ao ensaio. Em primeiro lugar, é aberta a segunda válvula que permite a alimentação de água ao sistema e de imediato é ligado o equipamento de peneiração automática durante os 600 s em que decorre o ensaio. O medidor de caudal, ilustrado na Figura 3.44b, permite a observação do caudal que entra no sistema, devendo este ser mantido no mínimo recomendado pela norma de 0,5 l/minuto.



a) Figura 3.44 – a) manómetro de pressão e válvulas; b) medidor de caudal; c) recipiente de recepção de água e solo passado no geotêxtil.



Atingidos os 600 s e por esta ordem, deve ser desligado o equipamento de peneiração e cortado o abastecimento de água na válvula mais a jusante do sistema, o que permite manter a mesma pressão para ensaios posteriores. O peneiro contendo o geotêxtil é retirado do equipamento e colocado num recipiente limpo. Com um pouco de água deve ser escoado o solo retido na tina. Os recipientes contendo o peneiro e o solo passado no geotêxtil são colocados em estufa (Figura 3.44c) a uma temperatura controlada de 60 °C, até que seja evaporada toda a humidade presente no solo passado e no geotêxtil (Figura 3.45).

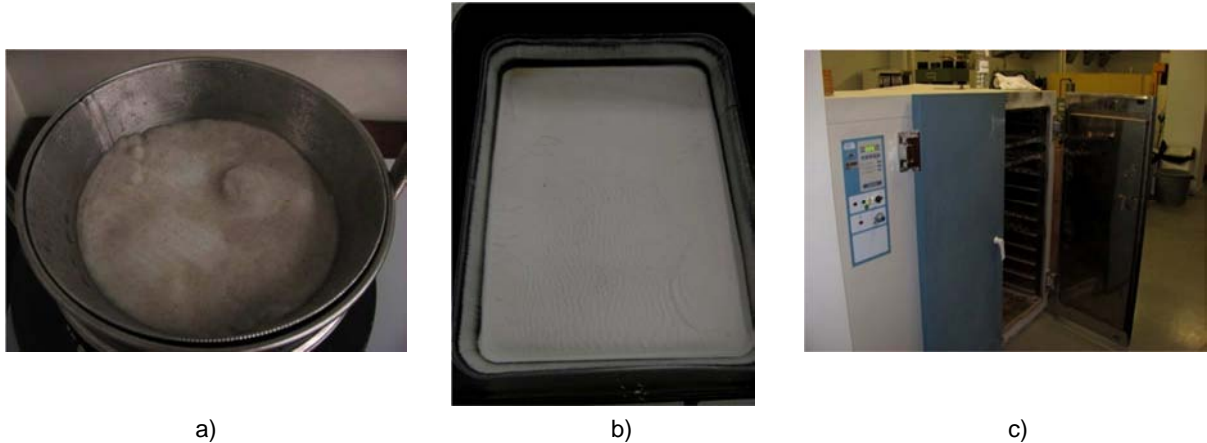


Figura 3.45 – a) aspecto do provete/solo após o ensaio; b) solo passado após secagem em estufa; c) estufa do laboratório de ensaios de materiais da FEUP.

O provete seco é então separado do peneiro e da estrutura de suporte para que possam ser pesados: o geotêxtil com material granular retido, o material granular retido sobre o geotêxtil e o material granular passado através do geotêxtil. O material granular passado é pesado e peneirado nos peneiros da série ISO 565/R20 (Figura 3.46a). Cada peneiro bem limpo, deve ser pesado para que por diferença de peso, antes e após a peneiração seja possível determinar a massa de solo retida. A peneiração deve ser dividida em três patamares de peneiração por limitação das guias de fixação do equipamento de peneiração, como se apresenta na Figura 3.46b. Assim a primeira série de peneiração inclui a série de peneiros que tem início no peneiro com abertura 224  $\mu\text{m}$ , e termina no peneiro com abertura 125  $\mu\text{m}$ .

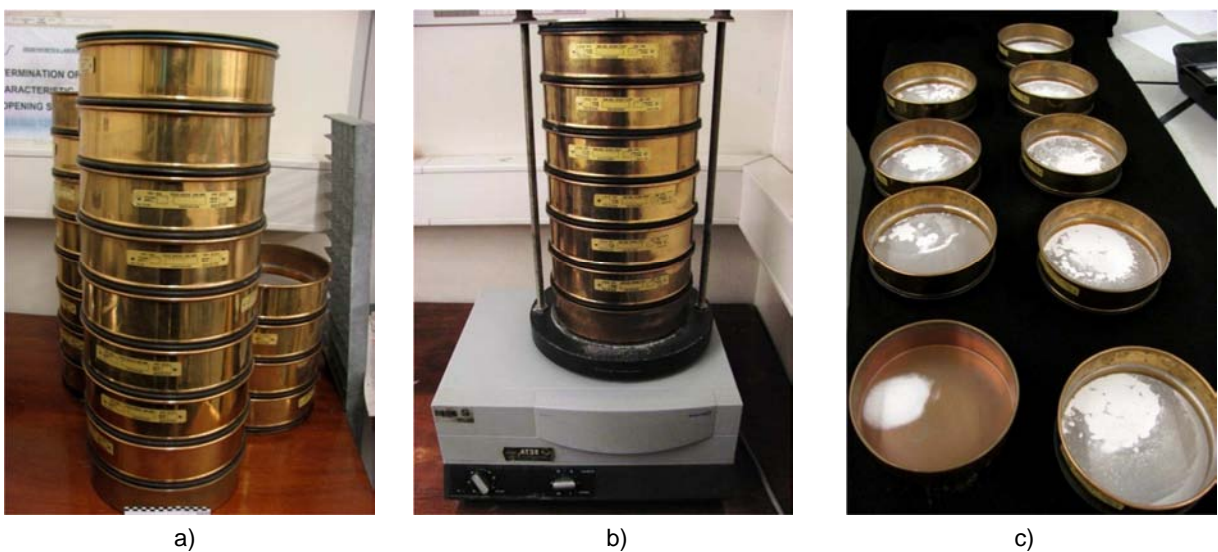


Figura 3.46 – Peneiração do solo passado: a) série de peneiros ISO 565/R20; b) peneiração por séries; c) aspecto de uma série de peneiros após a peneiração.

Após peneiração, os passados no peneiro 125  $\mu\text{m}$  são recolhidos numa base como ilustra a Figura 3.46c. Em seguida, os passados são depositados no peneiro seguinte da série que corresponde ao peneiro 112  $\mu\text{m}$ . A segunda série tem o peneiro 63  $\mu\text{m}$  como limite inferior e a última série contém peneiros de 56  $\mu\text{m}$  de abertura máxima a 20  $\mu\text{m}$  de mínima. Os eventuais passados no peneiro 20  $\mu\text{m}$  são considerados retidos na base.

Em posse dos dados relativos à peneiração é possível traçar a curva granulométrica do material, sendo assim possível determinar a dimensão das partículas do solo  $O_{90}$ , correspondente ao valor de 90% das partículas passadas.

A norma prevê a realização de 3 ensaios por material, sendo admitida uma percentagem de perda de solo de 1% e um desvio máximo para a massa média de passados de 25%. No caso de ser observado um desvio superior devem então ser ensaiados mais dois provetes.

No Quadro 3.13, são apresentados os resultados dos ensaios de porometria em provetes intactos do geotêxtil GTM. A massa de solo perdido foi inferior a 1% para todos os provetes ensaiados. O provete dois foi o que apresentou uma maior quantidade de solo perdido, com 0,57 %, o que representa apenas 1,26 gramas de material perdido. O valor médio de passados foi de 119,82 g e 100,32 g foi a média de retidos, o que representa uma percentagem de passados média de 54,22 % para um coeficiente de variação de 5,31 %. O coeficiente de variação obtido para solo perdido foi de quase 50%. A justificação para o sucedido prende-se com a pouca quantidade de solo perdido e com o facto de ser extremamente fácil ocorrer uma pequena oscilação de poucos gramas após o procedimento.

Quadro 3.13 – Resultados do ensaio de porometria para o geotêxtil GTM.

Provete	Massa de solo inicial (g)	Massa total de solo passado (g)	Massa total de solo retido (g)	% solo perdido	Solo passado (%)
1	221,00	124,00	96,59	0,19	56,11
2	221,00	112,50	107,24	0,57	50,90
3	221,00	122,97	97,12	0,41	55,64
Valor médio	221,00	119,82	100,32	0,39	54,22
Desvio padrão	0,00	6,36	6,00	0,19	2,88
Coeficiente de variação (%)	0,00	5,31	5,98	49,67	5,31

No Quadro 3.14, apresenta-se o valor por provete da dimensão característica das aberturas,  $O_{90}$ , expresso em  $\mu\text{m}$  para o geotêxtil GTM. Com um coeficiente de variação de 3,2 %, o valor médio obtido foi de 100,1  $\mu\text{m}$ .

Quadro 3.14 – Resultados individuais, por provete, da dimensão característica das aberturas (GTM).

DIMENSÃO CARACTERÍSTICA DAS ABERTURAS, $O_{90}$ ( $\mu\text{m}$ )						
Média	100,1	Desvio padrão	3,2	Provetes		
		Coeficiente de variação (%)	3,2	1	2	3
				98,7	97,8	103,7

Na Figura 3.47 são ilustradas as curvas granulométricas obtidas para cada um dos três provetes do geotêxtil GTM. É possível constatar que a curva granulométrica se assemelha à curva teórica do solo utilizado e que as dimensões das aberturas nos três provetes do geotêxtil são também muito semelhantes.

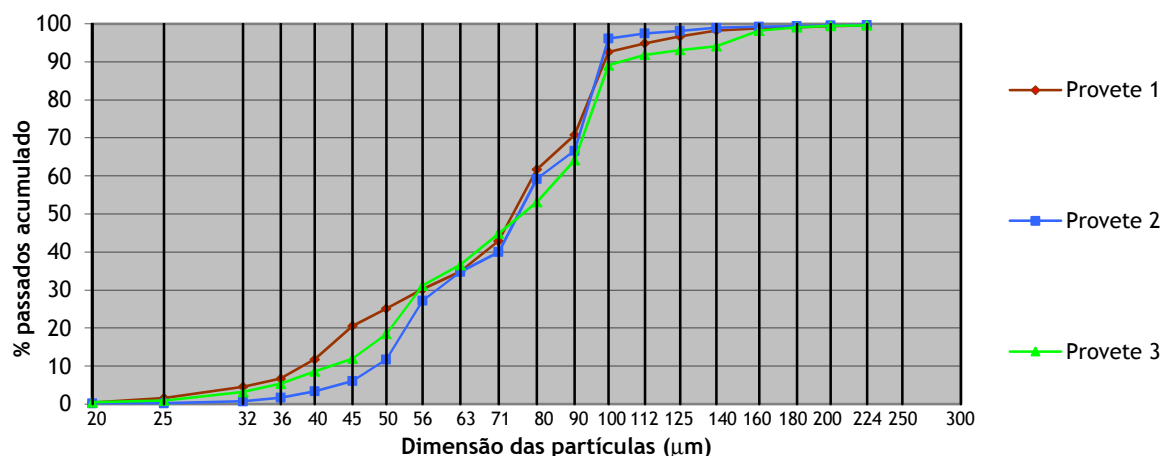


Figura 3.47 – Curva granulométrica do solo passado através do geotêxtil GTM.

No Quadro 3.15 apresentam-se os resultados dos ensaios de porometria em provetes intactos do geotêxtil GTP. A massa de solo perdido, à semelhança do que aconteceu para o GTM, foi inferior a 1% para todos os provetes ensaiados. Os provete um e três foram os que apresentaram uma maior quantidade de solo perdido (0,29 %) o que representa apenas 0,64 g de material perdido. O valor médio de passados foi de 80,65 g e 139,75 g foi a média de retidos o que representa uma percentagem de passados média de 36,49 % para um coeficiente de variação de 5,53 %.

Quadro 3.15 – Resultados do ensaio de porometria para o geotêxtil GTP.

Provete	Massa de solo inicial (g)	Massa total de solo passado (g)	Massa total de solo retido (g)	% solo perdido	Solo passado (%)
1	221,00	85,48	134,87	0,29	38,68
2	221,00	79,79	140,71	0,23	36,10
3	221,00	76,68	143,67	0,29	34,70
Valor médio	221,00	80,65	139,75	0,27	36,49
Desvio padrão	0,00	4,46	4,48	0,04	2,02
Coeficiente de variação (%)	0,00	5,53	3,20	14,43	5,53

O geotêxtil GTP apresenta a dimensão característica das aberturas,  $O_{90}$ , próxima do valor obtido para o geotêxtil GTM com 95,2 µm (Quadro 3.16).

As curvas granulométricas do solo passado através dos geotêxteis GTM (Figura 3.47) e GTP (Figura 3.48) são semelhantes. Facto que é expectável, atendendo a que ambos os geotêxteis possuem dimensão característica das aberturas muito semelhante, apresentando características similares de retenção de partículas de solo.

Quadro 3.16 – Resultados individuais, por provete, da dimensão característica das aberturas (GTP).

		DIMENSÃO CARACTERÍSTICA DAS ABERTURAS, $O_{90}$ ( $\mu\text{m}$ )				
Média	95,2	Desvio padrão	Provetes			
		4,2	1	2	3	
		Coefficiente de Variação (%)	4,4	96,5	98,6	90,5

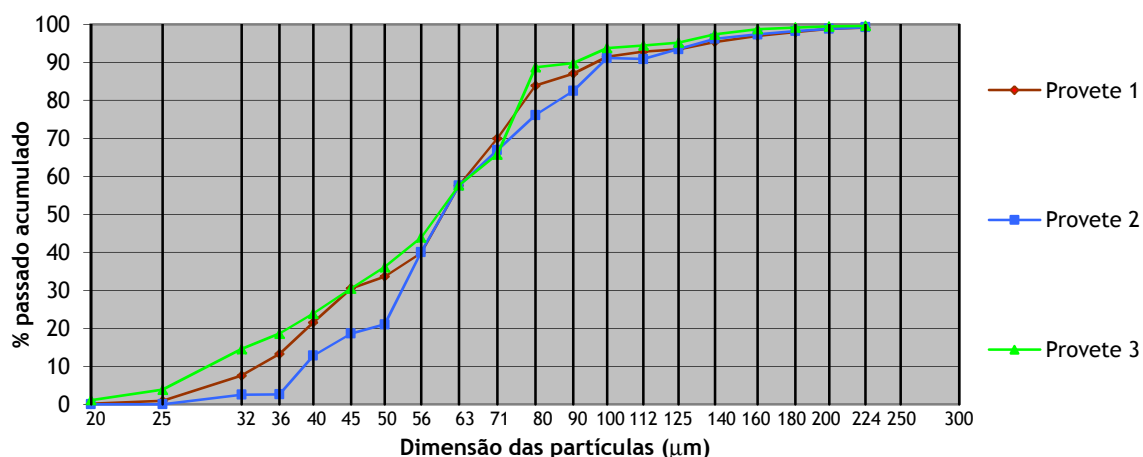


Figura 3.48 – Curva granulométrica do solo passado pelo geotêxtil GTP.

### 3.6.3.2. Permeabilidade à água normal ao plano

A descrição do equipamento de ensaio de permeabilidade à água normal ao plano desenvolvido de acordo com a norma NP EN ISO 11058:2003 (Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação das características de permeabilidade à água normal ao plano, sem confinamento) está feita com detalhe por Moreira (2009), pelo que no presente subcapítulo apenas se fará uma descrição resumida do procedimento de ensaio e serão apresentados e comentados os resultados obtidos do estudo experimental. O equipamento disponível no LGS da FEUP e ilustrado na Figura 3.49 consiste num circuito de água composto por dois reservatórios posicionados a cotas distintas, de modo a que a água circule por gravidade do nível superior para o inferior através do provete de geotêxtil.



Figura 3.49 – Equipamento de ensaio de permeabilidade à água normal ao plano do LGS da FEUP.

Os cinco provetes circulares com 131 mm de diâmetro previamente preparados segundo a norma NP EN ISO 9862:2007, são imersos em água durante, pelo menos, 12 horas, de igual modo ao descrito para o ensaio da porometria para que sejam dissipadas as bolhas de ar que possam interferir no escoamento de água através do geotêxtil (Figura 3.50).

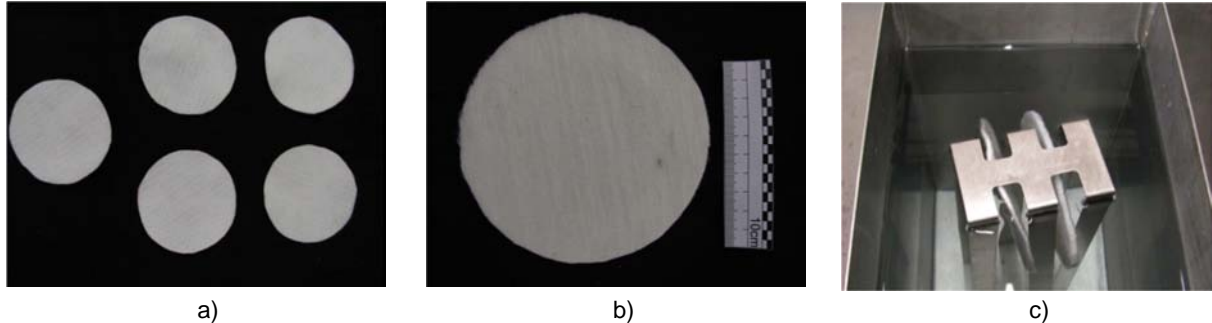


Figura 3.50 – Preparação de provetes para o ensaio de permeabilidade à água normal ao plano: a) e b) provetes cortados; c) provetes imersos em água.

A preparação do equipamento para o ensaio inicia-se com o enchimento dos reservatórios com água proveniente da rede pública que é deixada em repouso para permitir a dissipação de eventuais bolhas de ar. A temperatura da água para o ensaio deve estar compreendida entre os 18°C e os 22°C. Em seguida coloca-se o provete no equipamento. Sobre o provete é colocada uma grelha metálica (Figura 3.51a), a jusante do provete, com bordo em borracha na zona onde o geotêxtil contacta com a base metálica com o objectivo de sustentar o provete e garantir que o fluxo de água apenas se processe através do geotêxtil segundo um diâmetro interno de 83,5 mm, o que corresponde a uma área útil de 5476 mm<sup>2</sup>. Este sistema ilustrado na Figura 3.51b, é mantido em posição sobre pressão por um mecanismo macho-fêmea, onde se situa também o descarregador.

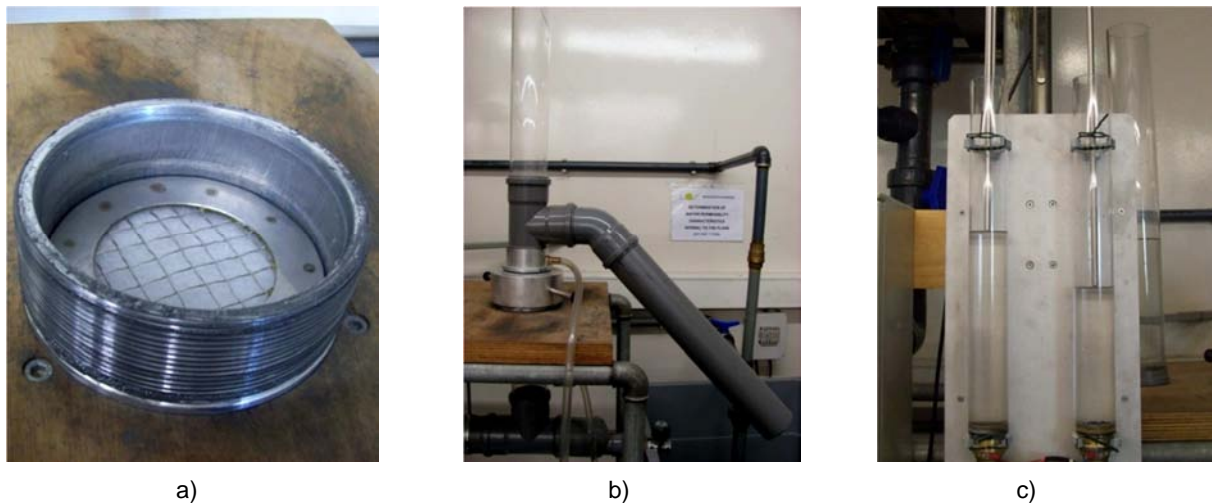


Figura 3.51 – Montagem do provete no equipamento: a) provete colocado com a grelha; b) vista geral do local de colocação do provete; c) teste às condições do provete.

Com o equipamento preparado para se dar início ao ensaio, é necessário segundo a norma proceder a um teste de despiste a bolhas de ar retidas no material. Para isso é estabelecida uma perda de carga hidráulica de 50 mm entre montante e jusante do provete como se encontra ilustrado na Figura 3.51c. Ao estabilizar a dinâmica do sistema, procede-se ao corte do fluxo de água de montante e aguarda-se o equilíbrio do desnível hidráulico, observável nos tubos piezométricos em acrílico, num intervalo de tempo de 5 minutos. Se o equilíbrio não tiver sido atingido, deve-se analisar o provete para detectar a presença de ar aprisionado.

Alcançado o sucesso no referido teste, tem início o ensaio com a avaliação da velocidade da água para a perda de carga hidráulica máxima que corresponde ao desnível piezométrico de 70 mm. Este desnível é alcançado com a utilização de duas válvulas, uma maior para ajuste de um maior caudal e outra para realizar um ajuste mais preciso da perda de carga hidráulica. Realizado o ajuste é necessário que o escoamento se mantenha estável durante, pelo menos, 30 segundos. Garantidas as condições de estabilidade, procede-se à recolha da água que passa através do provete, num determinado período. Segundo a norma, o volume mínimo de água recolhido para cada leitura deve ser de 1 litro e o tempo de recolha não deve ser inferior a 30 segundos. Para a mesma perda de carga são realizadas três leituras, para despiste de erros de leitura por parte do operador, registando-se o tempo de recolha e a massa de água recolhida (Moreira, 2009). O processo repete-se para valores inferiores de perda de carga de respectivamente 80%, 60%, 40% e 20% do valor máximo, definido inicialmente em 70 mm, a que corresponde 56mm, 42mm, 28mm e 14mm respectivamente.

O valor da velocidade  $V_{20}$  à temperatura de 20°C é calculado de acordo com a expressão:

$$V_{20} = \frac{m \times R_T}{S \times t} \times 1000 \quad (3.7)$$

em que  $m$  representa a massa da água recolhida (em g),  $S$  a área útil do provete (em mm<sup>2</sup>),  $R_T$  um factor de correcção para a temperatura da água,  $t$  o tempo (em s). A expressão vem afectada do factor 1000 para que as unidades da velocidade sejam em mm/s.

O factor de correcção  $R_T$  para uma determinada temperatura da água em °C é determinado pela seguinte expressão:

$$R_T = \frac{1,762}{1 + 0,0337 \times T + 0,00022 \times T^2} \quad (3.8)$$

sendo  $T$  o valor da temperatura expresso em °C.

Com os valores obtidos para cada provete é traçada uma curva de regressão quadrática ajustada para passar na origem dos eixos, com os pares ordenados velocidade e perda de carga de acordo com a seguinte expressão:

$$H = a(V_{20}) + b(V_{20})^2 \quad (3.9)$$

A partir da equação da curva polinomial, por substituição de valores, é possível determinar o valor de  $V_{20}$  correspondente à perda de carga de 50 mm, designada por  $VI_{H50}$ . Outra via possível seria a determinação por interpolação gráfica de valores.

Os passos descritos nos parágrafos anteriores são repetidos para os cinco provetes que compõem este ensaio. Os resultados do ensaio de permeabilidade à água normal ao plano podem também ser expressos em termos de permissividade ( $\psi$ ). A permissividade (em  $s^{-1}$ ) pode ser calculada dividindo a velocidade de escoamento  $V_{20}$  (em mm/s) pela perda de carga hidráulica  $H$  (em mm). No Quadro 3.17, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de determinação da permeabilidade à água normal ao plano para um primeiro provete intacto do geotêxtil GTM.

Quadro 3.17 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água normal ao plano para um provete do geotêxtil GTM.

Perda de carga (mm)	Massa de água (g)	Tempo (s)	Temperatura (°C)	Factor correctivo, RT	Velocidade, $V_{20}$ (mm/s)	Média $V_{20}$ (mm/s)	CV (%)
70	2113,24	5,03	18,2	1,0449	80,17	80,35	0,20
	2213,36	5,25	18,2	1,0449	80,45		
	2225,84	5,28	18,2	1,0449	80,44		
56	2144,38	6,15	18,2	1,0449	66,54	66,53	0,55
	2156,54	6,22	18,2	1,0449	66,16		
	2159,56	6,16	18,2	1,0449	66,90		
42	2281,28	8,07	18,2	1,0449	53,94	53,43	0,90
	2323,46	8,31	18,2	1,0449	53,35		
	2299,35	8,28	18,2	1,0449	52,99		
28	2012,48	10,03	18,2	1,0449	38,29	38,20	0,40
	2018,62	10,13	18,2	1,0449	38,03		
	2020,49	10,07	18,2	1,0449	38,29		
14	1637,45	15,13	18,2	1,0449	20,65	20,61	0,35
	1627,57	15,13	18,2	1,0449	20,53		
	1646,99	15,22	18,2	1,0449	20,65		

No Quadro 3.18 apresentam-se os valores das velocidades de escoamento  $V_{20}$  para os cinco patamares de perda de carga dos cinco provetes ensaiados do geotêxtil GTM.

Quadro 3.18 – Velocidades de escoamento  $V_{20}$  para os 5 provetes do geotêxtil GTM.

Proвете	$V_{20}$ H14 (mm/s)	$V_{20}$ H28 (mm/s)	$V_{20}$ H42 (mm/s)	$V_{20}$ H56 (mm/s)	$V_{20}$ H70 (mm/s)
1	20	37	54	69	83
2	21	38	54	67	80
3	22	43	59	75	89
4	20	3916	57	72	88
5	19	37	51	64	78
Valor médio	21	39	55	69	84
Desvio padrão	1,10	2,24	3,33	4,31	4,74
Coefficiente de variação (%)	5,34	5,77	6,06	6,22	5,67



A Figura 3.52 ilustra as curvas de regressão quadrática obtidas para cada um dos provetes ensaiados do geotêxtil GTM.

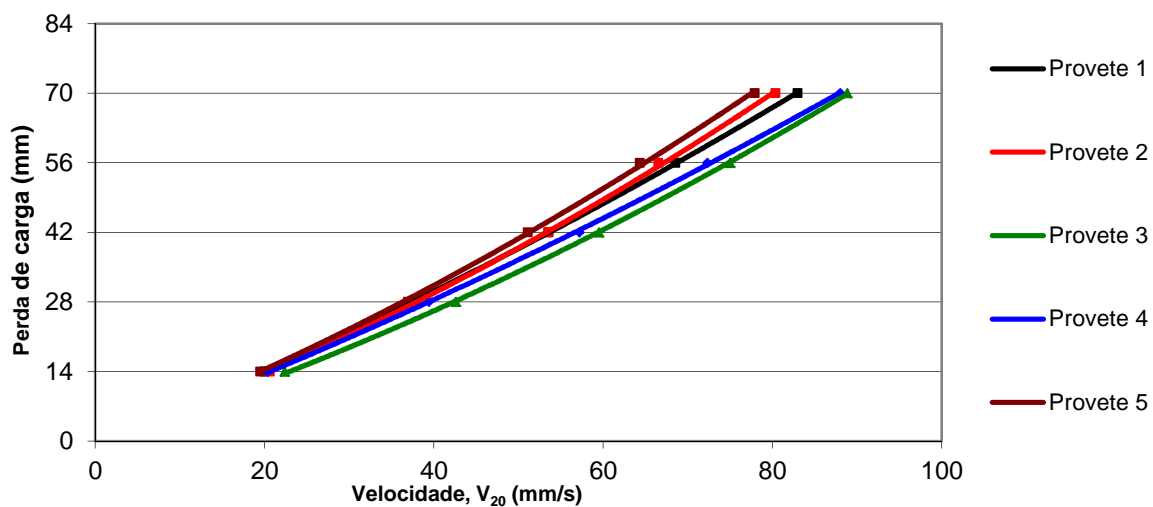


Figura 3.52 – Curvas de regressão quadrática obtidas para os provetes do geotêxtil GTM.

O Quadro 3.19 apresenta os parâmetros das curvas de regressão quadrática, as  $VI_{H50}$  e a permissividade obtida para cada um dos provetes do geotêxtil GTM. São igualmente apresentados os valores médios, desvios padrão e coeficientes de variação respectivos.

Quadro 3.19 – Parâmetros da curva de regressão quadrática para os 5 provetes do geotêxtil GTM.

Provete	$H = a(V_{20}) + b(V_{20})^2$			$VI_{H50}$ (mm/s)	$\Psi H50$ (s <sup>-1</sup> )
	$10 \times a$	$10^3 \times b$	$R^2$		
1	6,68	2,10	0,9999	62,54	1,25
2	6,14	3,30	0,9996	61,24	1,22
3	5,47	2,70	0,9999	68,35	1,37
4	6,41	1,80	0,9998	65,87	1,32
5	6,55	3,20	0,9995	59,19	1,18
Valor médio	–	–	–	63,44	1,27
Desvio padrão	–	–	–	3,66	0,07
Coefficiente de variação (%)	–	–	–	5,77	0,12

A  $VI_{H50}$  do geotêxtil GTM possui um valor médio de 63,44 mm/s (coeficiente de variação de 5,77%), enquanto a permissividade para uma perda de carga, H, de 50 mm ( $\Psi H50$ ) possui um valor médio de 1,27 s<sup>-1</sup> (coeficiente de variação de 0,12%).

Estudo idêntico foi desenvolvido para o geotêxtil GTP, apresentando-se no Quadro 3.20, Figura 3.53 e Quadro 3.21, respectivamente, os resultados obtidos nos ensaios de determinação da permeabilidade à água normal ao plano para um provete intacto do geotêxtil GTP, as curvas de regressão quadrática obtidas para cada um dos provetes ensaiados do geotêxtil GTP e os parâmetros das curvas de regressão quadrática, as  $VI_{H50}$  e a permissividade obtida para cada um dos provetes do geotêxtil GTP.



Quadro 3.20 – Resultados obtidos das velocidades de escoamento V<sub>20</sub> para 5 provetes GTP.

Provete	V <sub>20</sub> H14 (mm/s)	V <sub>20</sub> H28 (mm/s)	V <sub>20</sub> H42 (mm/s)	V <sub>20</sub> H56 (mm/s)	V <sub>20</sub> H70 (mm/s)
1	5	9	14	18	22
2	5	10	15	20	24
3	5	10	14	19	22
4	5	10	15	19	24
5	5	10	15	18	22
Valor médio	5	10	14	19	23
Desvio padrão	0,23	0,43	0,59	0,71	0,98
Coefficiente de variação (%)	4,64	4,32	4,09	3,81	4,29

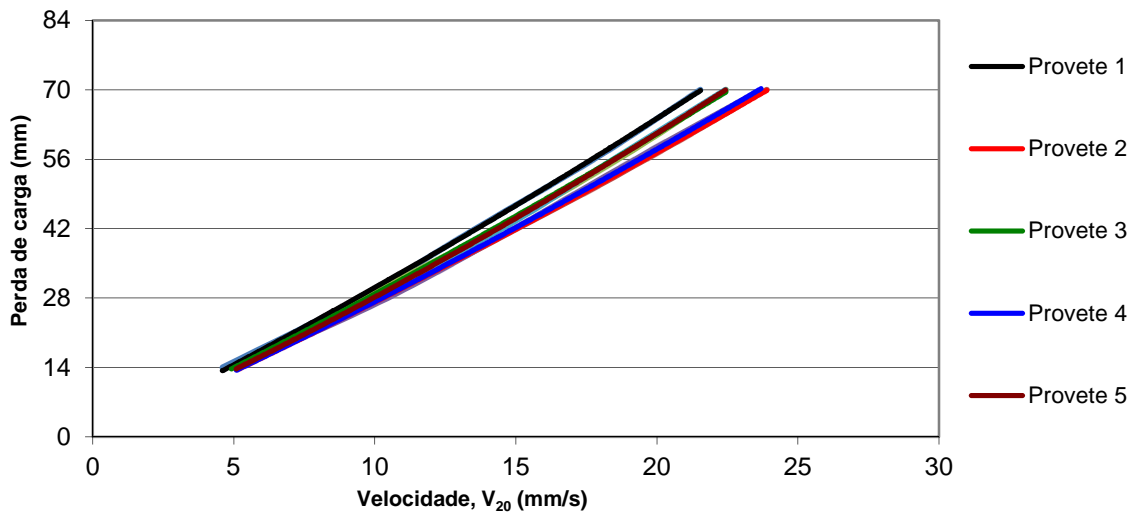


Figura 3.53– Curvas de regressão quadrática obtidas para os provetes do geotêxtil GTP.

Quadro 3.21 – Parâmetros da curva de regressão quadrática para os 5 provetes do geotêxtil GTP.

Provete	$H = a(V_{20}) + b(V_{20})^2$			VI <sub>H50</sub> (mm/s)	$\Psi$ H50 (s <sup>-1</sup> )
	a	10 <sup>2</sup> × b	R <sup>2</sup>		
1	2,81	1,99	0,9996	15,960	0,32
2	2,58	1,46	0,9999	17,645	0,35
3	2,71	1,74	0,9995	16,670	0,33
4	2,56	1,71	0,9995	17,493	0,35
5	2,58	2,4	0,9998	16,767	0,34
Valor médio	–	–	–	16,91	0,34
Desvio Padrão	–	–	–	0,68	0,01
Coefficiente de variação (%)	–	–	–	4,03	0,08

A  $VI_{H50}$  do geotêxtil GTP possui um valor médio de 16,91 mm/s (coeficiente de variação de 4,03 %), enquanto a permissividade para uma perda de carga,  $H$ , de 50 mm ( $\Psi H50$ ) possui um valor médio de  $0,34 \text{ s}^{-1}$  (coeficiente de variação de 0,08 %).

### 3.6.3.3. Permeabilidade à água no plano

A permeabilidade à água nos planos do geotêxtil é uma propriedade importante para a função de drenagem. Esta propriedade é muitas vezes expressa em termos de transmissividade, que se obtém pela multiplicação do coeficiente de permeabilidade no plano, pela espessura do geossintético.

O procedimento adoptado no LGS da FEUP para determinação das propriedades relativas à permeabilidade à água no plano dos geossintéticos encontra-se descrito na norma NP EN ISO 12958:2005 (Geotêxteis e produtos relacionados – Determinação da capacidade de escoamento no seu plano). Com base nas indicações da norma foi desenvolvido um equipamento que permite a quantificação do fluxo de água que ocorre ao longo do plano do geotêxtil, através da sua espessura (Figura 3.54).



Figura 3.54 – Vista geral do equipamento de transmissividade do LGS.

O equipamento é constituído por dois reservatórios. Um que permite a alimentação de água ao sistema, comum ao ensaio da permeabilidade à água no plano dos geossintéticos, e outro específico para receber água que atravessa o geotêxtil.

O corpo principal do equipamento, como ilustra a Figura 3.55, consiste numa prensa mecânica accionada por um motor eléctrico de velocidade variável que transmite rotação horizontal pelo sistema de parafuso sem fim, a uma haste roscada vertical que por sua vez se encontra ligada a barra horizontal metálica. Essa barra efectua a transmissão do deslocamento para o topo da estrutura, a uma barra idêntica, através de duas hastes metálicas verticais. A aplicação da tensão normal de compressão é realizada através de um prato de carga, ao qual está acoplado uma célula de pressão, que por sua vez está ligada à estrutura anteriormente descrita (Figura 3.55b).

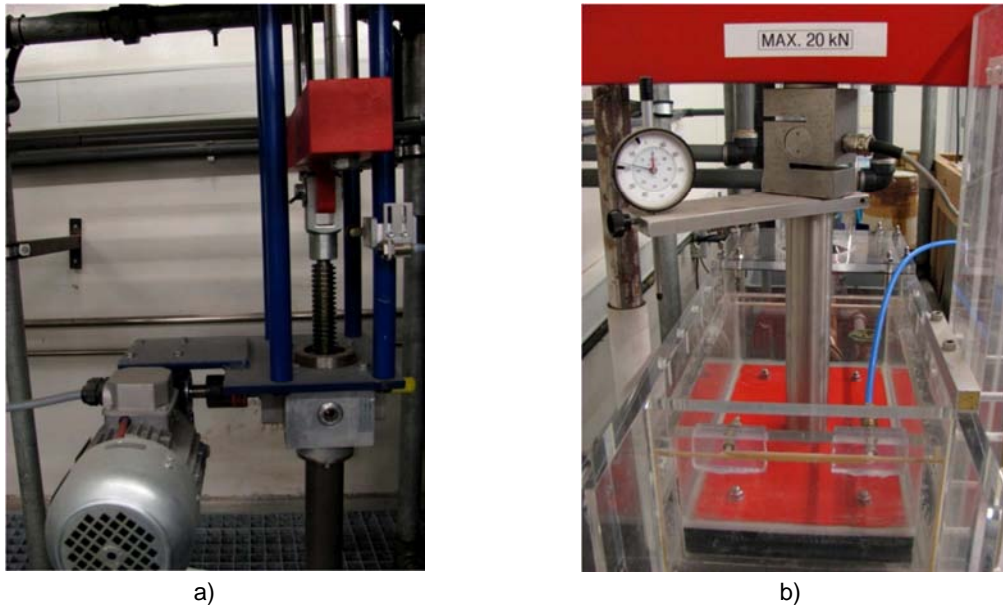


Figura 3.55 – Sistema de aplicação da tensão normal: a) motor e transmissão; b) célula e prato de carga.

O prato de carga tem uma área de  $0,06 \text{ m}^2$  referente às dimensões de  $0,2 \text{ m}$  de largura e  $0,3 \text{ m}$  de comprimento na direcção do escoamento. A célula de carga instalada no equipamento está limitada a uma força de  $20 \text{ kN}$ , o que é suficiente para os ensaios a realizar de acordo com a norma NP EN ISO 12958:2005, que fixa o seu máximo nos  $12 \text{ kN}$ , a que corresponde uma tensão de  $200 \text{ kPa}$ .

O aparelho em si consiste numa estrutura em acrílico, com um tubo piezométrico a montante do geossintético e a jusante um descarregador de superfície e de fundo (Figura 3.56a). A peça onde se inclui o descarregador é amovível pela remoção de quatro parafusos que a fixam ao corpo principal da estrutura, sendo a estanqueidade do encaixe das peças assegurada por uma membrana de neoprene. Uma vez removida esta peça, como ilustra a Figura 3.56b, é possível aceder à plataforma da estrutura para inserir ou remover os provetes a serem ensaiados.

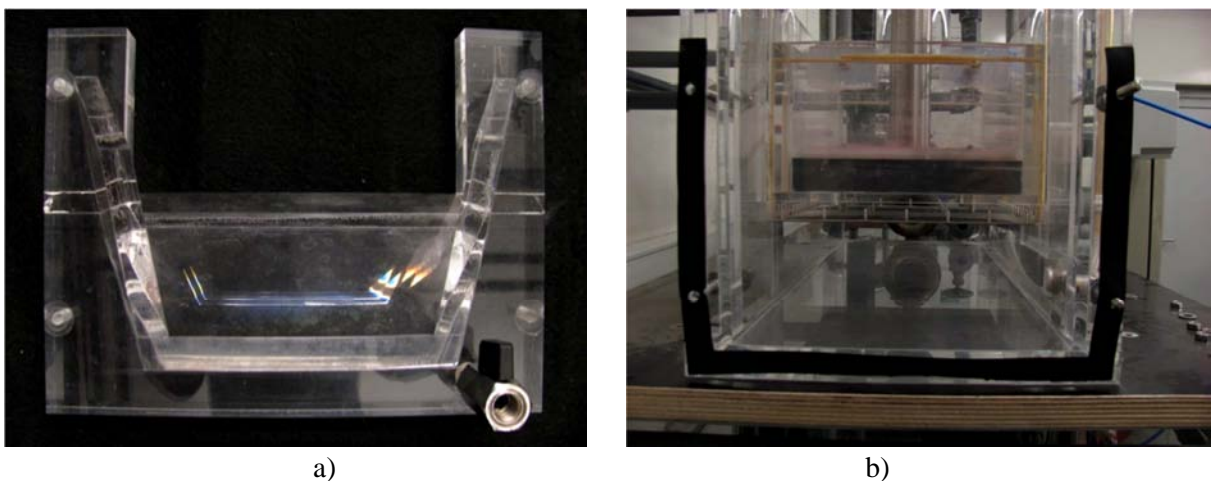


Figura 3.56 – Zona de jusante do equipamento: a) descarregador de jusante e de fundo; b) zona de entrada dos provetes e membrana de neoprene.

A montante existem duas válvulas com funções distintas. A de maior secção permite a entrada de água proveniente do reservatório superior e a de menor secção permite o esvaziamento do primeiro compartimento do equipamento quando se pretende realizar ensaios para gradientes inferiores com o mesmo provete, ou para realizar um ajuste mais preciso da quantidade de água existente nesse mesmo compartimento e assim controlar com rigor o gradiente a todos os momentos (Figura 3.57b). O procedimento corrente consiste em ter as válvulas de seccionamento a montante (Figura 3.57a) do sistema na posição aberto e controlar a admissão de caudal apenas com a válvula mais a jusante.

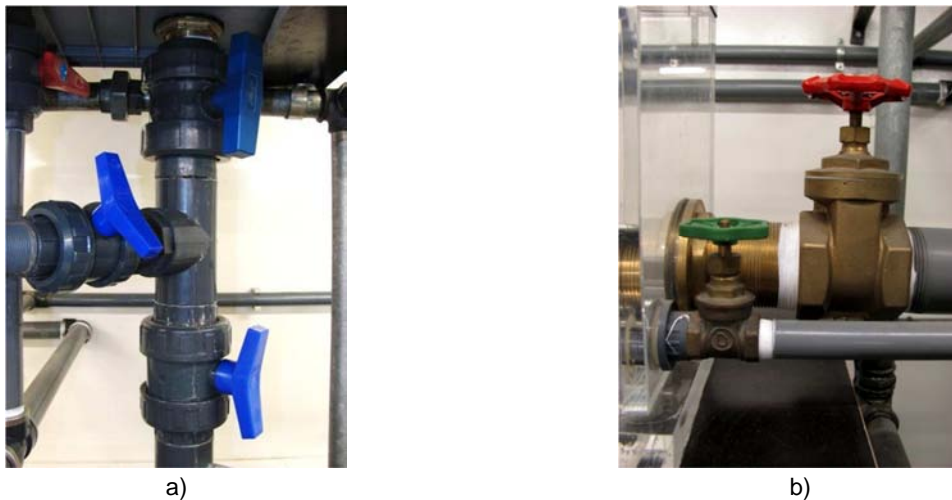


Figura 3.57 – Admissão de água ao sistema: a) válvulas a montante; b) válvula de admissão (vermelha) e válvula de ajuste/esgoto (verde).

Segundo a norma o equipamento deverá ser estanque. Assim, a pior situação admissível para realizar um teste de estanqueidade será para o maior gradiente do método (1 mm/mm), impor a menor tensão normal de compressão (2 kPa). Para estas condições, sem o provete colocado, a fuga de água não deverá exceder os 0,2 ml/s.

O prato de carga do equipamento possui uma ranhura em todo o seu perímetro que tem como função acolher uma membrana de borracha que se encontra ligada a um compressor, como ilustra a Figura 3.58. Esse tubo, quando pressurizado, tem por função não permitir a percolação de água entre o prato de carga e as paredes laterais do equipamento. A outra função do sistema de estanqueidade consiste em precaver a inundação da zona superior do prato de carga, o que origina uma carga vertical adicional sobre o provete (componente praticamente desprezável).

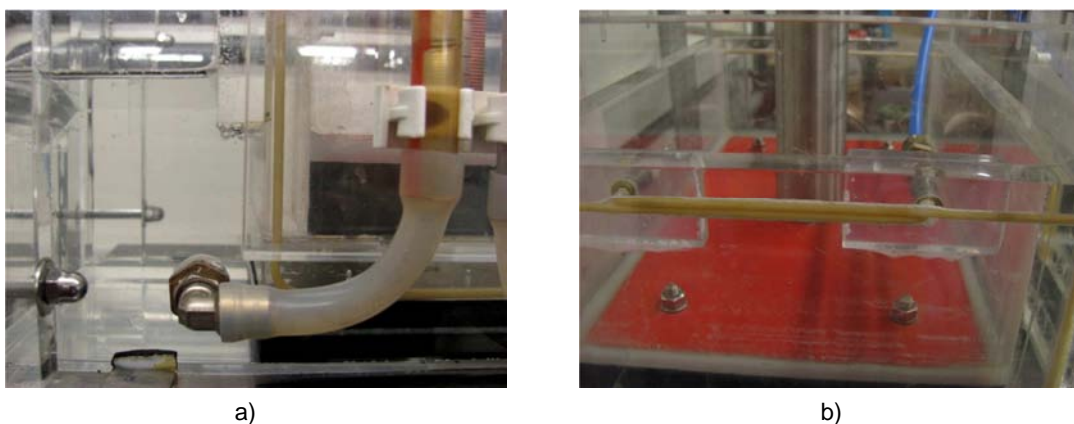


Figura 3.58 – Estanqueidade do sistema: a) transição lateral para jusante da membrana de borracha b) pormenor da admissão de ar à membrana e estanqueidade de jusante.



O ar sobrepessão é fornecido por um compressor existente no LGS da FEUP, com regulação de pressão à sua saída (Figura 3.59). A membrana é um elemento relativamente frágil, que não necessita muita pressão para manter um bom nível de estanqueidade. Assim, por uma questão de segurança e facilidade na utilização, existe a jusante do compressor um regulador de pressão que se encontra calibrado para limitar a pressão na membrana a 1 bar. Na continuidade do canal de admissão encontra-se uma válvula de seccionamento que corta a admissão de ar à membrana. A Figura 3.59 ilustra estes dois acessórios. A válvula tem de estar forçosamente na posição fechada para que seja possível movimentar o prato de carga.

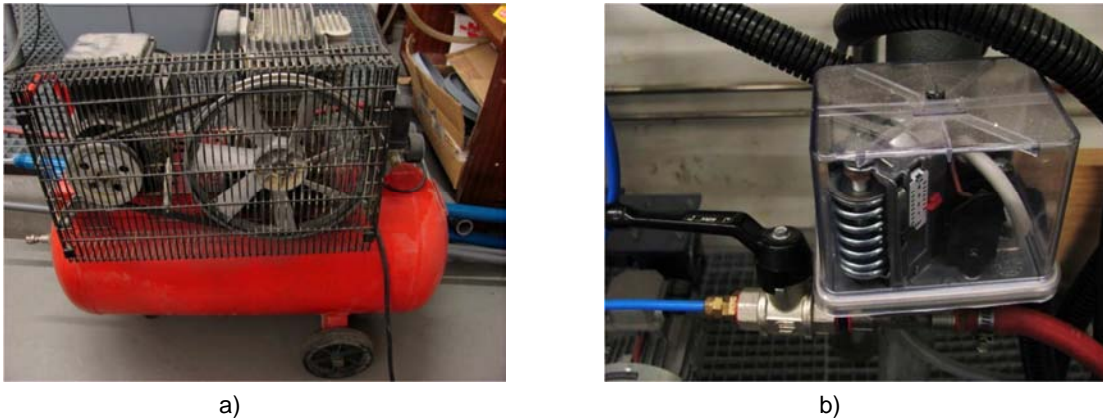


Figura 3.59 – Sistema de admissão de ar: a) compressor; b) regulador de pressão e válvula de seccionamento.

Os níveis de água a montante e a jusante podem ser conferidos com recurso a dois tubos piezométricos, como ilustra a Figura 3.60. Um encontra-se colocado a montante e outro a jusante do geossintético fazendo a admissão de água em orifícios na lateral do equipamento. Para que seja possível comparar directamente a perda de carga, a cota dos dois orifícios é a mesma. Essa comparação pode ser realizada por diferença de cotas medidas numa régua que se encontra fixa ao equipamento (Figura 3.60).

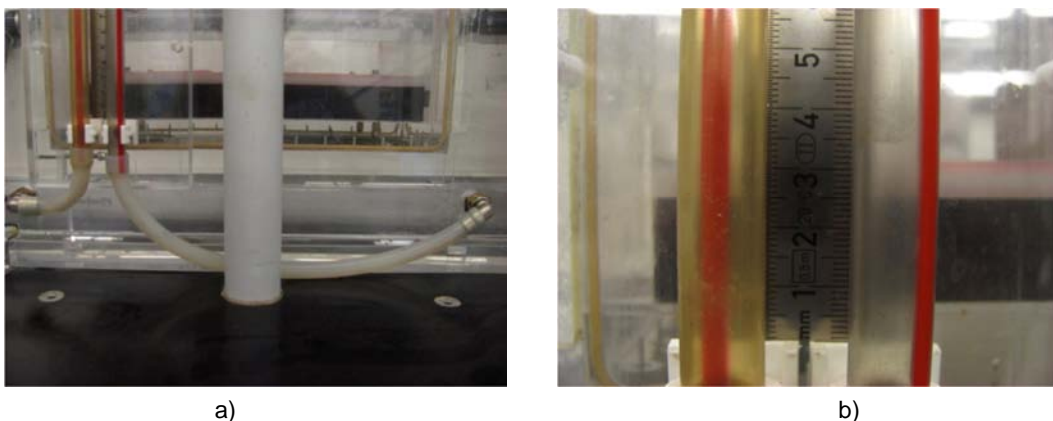


Figura 3.60 – Tubos piezométricos: a) disposição do sistema; b) régua graduada para medição do nível de água.

O provete a ensaiar deve estar confinado entre placas de neoprene (espuma de borracha de células fechadas) (Figura 3.61). Essas placas devem possuir a dimensão do provete, ou seja, 0,30 m por 0,20 m e espessura variável dependente da espessura do provete a ensaiar.

Assim, para provetes cuja espessura seja no limite 10 mm, deverá ser utilizada para cada uma das faces, placas de neoprene com 10 mm de espessura nominal. Provetes com espessura entre 10 mm e 25 mm requerem placas de neoprene com 1 a 1,25 vezes a espessura do provete. Por fim para provetes com espessura superior a 25 mm a norma prevê que a espessura das placas se mantenha fixa nos 25mm. No LGS da FEUP encontram-se placas com duas espessuras nominais, 10 mm e 5 mm como se ilustra na Figura 3.61b. A espessura desejada pode ser alcançada por combinação de duas placas de acordo com o descrito na norma. A norma recomenda igualmente a redução do comprimento da placa de neoprene em 0,4 vezes a sua espessura nominal, quando se verifique obstrução na entrada e saída do provete devido à compressão da espuma.

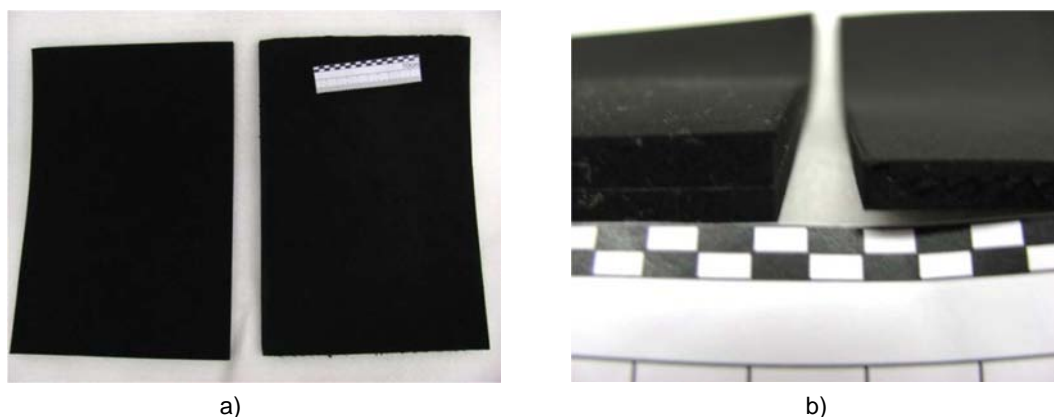


Figura 3.61 – Placas em neoprene: a) vista geral; b) espessura das placas existentes no LGS.

O controlo das tensões sobre o geossintético é realizado a partir do quadro eléctrico de comando dos ensaios hidráulicos que se apresenta na Figura 3.62. O quadro possui uma chave que permite o corte da corrente eléctrica, uma botoneira de emergência, um visor onde se pode observar a velocidade da bomba e outro onde é indicada a força lida pela célula de carga acoplada ao prato de carga expressa em kN. As bombas e o motor eléctrico que movimenta o prato de carga são controlados por potenciómetros.



Figura 3.62 – Quadro eléctrico dos ensaios hidráulicos de geossintéticos.

No ponto (1) da Figura 3.62 encontram-se os comandos de controlo do equipamento hidromecânico de bombagem do reservatório inferior do ensaio. No ponto (2) encontram-se os comandos de controlo do equipamento hidromecânico de bombagem do reservatório inferior do ensaio de permeabilidade à água normal ao plano e no ponto (3) os controlos do motor eléctrico que movimenta o prato de carga. Existem ainda dois controlos adicionais, um que permite a selecção da acção subir ou descer o prato de carga e outro que seria utilizado para manter a tensão sobre o provete de modo automático, mas que não se encontrava operacional no momento da realização dos ensaios.

Os ensaios de avaliação da permeabilidade no plano dos geotêxteis requerem a preparação de três provetes na direcção de fabrico do geotêxtil e de outros três na direcção perpendicular à direcção de fabrico. Os provetes de ambos os materiais em estudo são manuseados e preparados de acordo com as directivas da norma NP EN ISO 9862 (2007).

Como já foi mencionado na apresentação do equipamento, os provetes a ensaiar são cortados com uma forma rectangular. Os provetes deverão medir 0,3 m na direcção do escoamento e 0,2 m na direcção perpendicular a esta, conforme é possível observar na Figura 3.63.



Figura 3.63 – Proвете do geotêxtil GTP preparado para o ensaio de permeabilidade à água no plano.

Os provetes são imersos em água durante, pelo menos, 12 horas com o objectivo de serem eliminadas as acumulações de ar que pudessem interferir no escoamento da água através do geotêxtil.

A colocação do provete no equipamento requer a remoção da peça do descarregador que se situa a jusante no equipamento e a subida do prato de carga para uma posição que permita inserir o provete e as placas de neoprene. Em primeiro lugar posiciona-se a primeira placa de neoprene alinhada com o prato de carga. Em seguida posiciona-se o provete sobre a primeira placa (Figura 3.64a), tendo o cuidado de fazer coincidir as extremidades para que seja evitada a obstrução da entrada e da saída do provete. É igualmente importante verificar o contacto uniforme entre as paredes laterais do equipamento e o provete, no sentido de evitar criar caminhos preferenciais de percolação.

Por fim, é colocada a placa superior em neoprene com as mesmas preocupações anteriormente descritas (Figura 3.64b). A espessura de ambos os materiais estudados é inferior a 10 mm pelo que as placas de neoprene utilizadas possuem 10 mm de espessura.

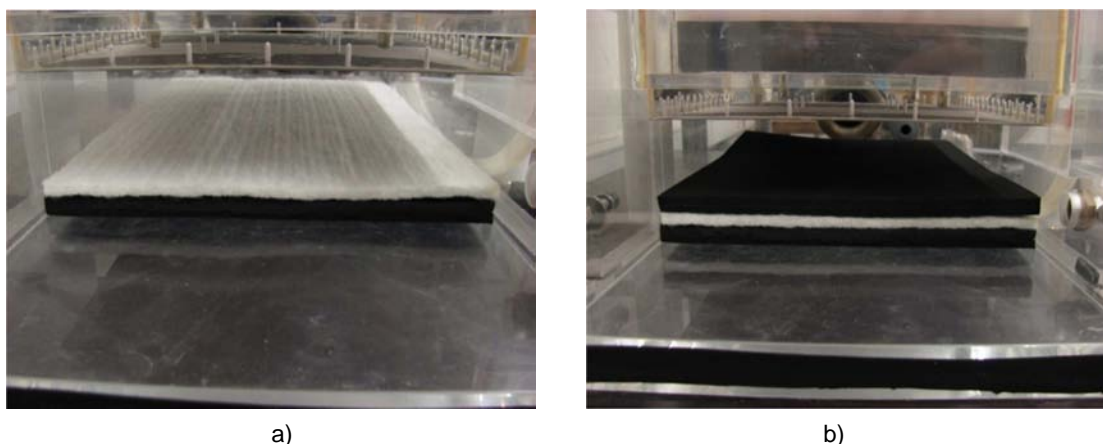


Figura 3.64 – Processo de instalação do provete e placas de confinamento em neoprene.

Com o provete correctamente posicionado é dada ordem para a descida do prato de carga. A descida tem que ser realizada lentamente para que a membrana de estanqueidade não seja deslocada por atrito com as paredes da estrutura.

Inicialmente é aplicada uma tensão de 2kPa sobre o provete. Quando a pressão exercida estabiliza é aberta a válvula que permite a passagem de ar para a membrana de estanqueidade. Em seguida é aberta a válvula de montante procedendo-se ao enchimento do reservatório de montante. Há todo o interesse no caso de geotêxteis muito densos e pouco espessos, como os estudados no presente trabalho, em elevar substancialmente a cota de montante de modo a que a produção do escoamento se verifique de um modo mais célere e que seja mais fácil conferir a existência de percursos preferenciais de percolação. Na situação em que algum caminho preferencial seja detectado é necessário abrir a válvula de fundo a montante para fazer descer o nível de água, o que permite a subida do prato de carga e o reposicionamento do provete, repetindo-se o procedimento já descrito.

Verificada a inexistência de caminhos preferenciais de percolação, é possível agora proceder à montagem do descarregador de jusante e ajustar a tensão sobre o provete aos 20 kPa. Esta tensão deve ser mantida durante 360 s, segundo a norma. Nos ensaios realizados no LGS da FEUP essa tensão tende a reduzir-se com o tempo pelo que durante cinco minutos há necessidade de repor a tensão e só depois se iniciar a contagem do tempo preconizado na norma. A relaxação da tensão deve-se à adaptação do provete geotêxtil e das placas de neoprene à tensão exercida, que os comprime e obriga a diminuir a secção. Os materiais estudados apresentam uma baixa fluência à compressão, pois a perda de tensão e a diminuição da espessura dos materiais tende a estabilizar em pouco tempo. Para a mesma posição do prato de carga, a força exercida é então menor que a inicialmente imposta.

Findo esse tempo é permitido novamente o fluxo de água para o reservatório de montante agora até à cota 4 cm medida na régua graduada que se encontra fixa na estrutura entre os tubos piezométricos. A cota a jusante é sempre constante pois à cota 1 cm processa-se o escoamento de água do reservatório de jusante pelo descarregador (Figura 3.65a). O gradiente hidráulico estabelecido corresponde a 0,1 mm/mm.

O escoamento é mantido durante 120 s para que possa estabilizar e só então se procede à recolha da água que transita no sistema durante um certo período de tempo. Para geossintéticos que permitam um elevado escoamento a norma determina um tempo de recolha mínimo de 5 s para um volume mínimo de 0,5 litros.



Os geotêxteis em análise possuem uma muito baixa capacidade de escoamento nos planos do material, pelo que nestes casos a norma limita o tempo de recolha a 600 s. Após a recolha, a água é pesada, com 1% de precisão, e a temperatura medida, com precisão de 0,2 °C. São realizadas mais duas medições, de modo a obter um total de três leituras e obter-se um valor médio do volume de água recolhido.

Outras três leituras são efectuadas para o gradiente hidráulico de 1 mm/mm, que é atingido fixando-se o nível de água de montante 31 cm acima do geotêxtil (Figura 3.65b). O procedimento a realizar em seguida é em tudo idêntico ao referido para o gradiente de 0,1 mm/mm.

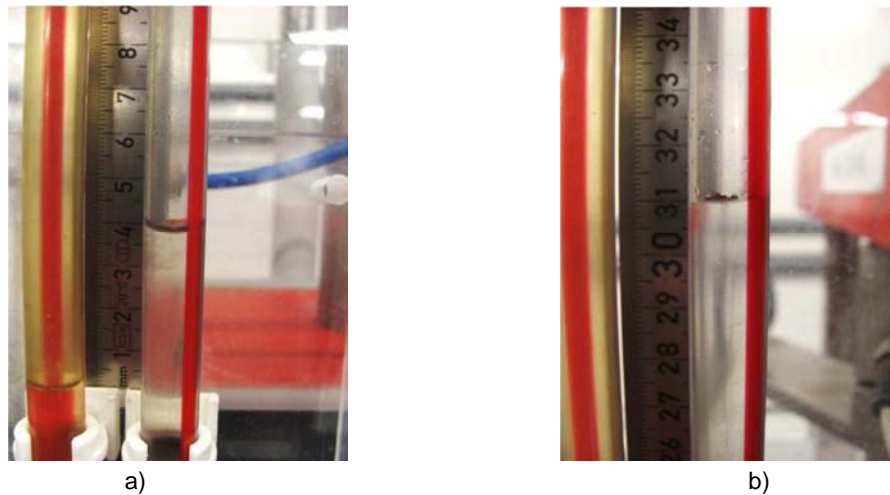


Figura 3.65 – Cotas piezométricas: a) gradiente 0,1 mm/mm; b) 1,0 mm/mm.

Efectuadas as três leituras para o gradiente 1 mm/mm, é aberta a válvula de fundo de montante para que o nível de água desça novamente para a cota 4 cm e para o respectivo gradiente hidráulico de 0,1 mm/mm. No quadro de comando é dada a ordem para aumentar a tensão normal para os 100 kPa.

O procedimento realizado para a tensão de 20 kPa é repetido na íntegra para a tensão normal de 100 kPa e posteriormente para a tensão normal de 200 kPa.

O processo descrito é repetido para os restantes cinco provetes de geotêxtil: dois cortados na mesma direcção do primeiro e para os três cortados na direcção perpendicular à anterior.

Com o procedimento anteriormente descrito, é possível determinar um coeficiente hidráulico, expresso em l/m.s, que representa a capacidade de escoamento no plano do material e que pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$q_{\text{pressão/gradiente}} = \frac{V \times R_T}{B \times t} \quad (3.10)$$

em que V representa o volume de água recolhido no descarregador (m<sup>3</sup>), R<sub>T</sub> um factor correctivo da temperatura da água, B a largura do provete (m) e t o intervalo de tempo em que se processa a recolha de água expresso em segundos.

Segundo Ingold (1994), geotêxteis não tecidos, como os materiais considerados no presente trabalho, são particularmente susceptíveis a apresentar variações de espessura durante as diversas fases dos ensaios laboratoriais. Tal como referido anteriormente, nos ensaios de tracção os resultados vêm expressos em força pois a grande variação de espessura que os geotêxteis apresentam impossibilita a

determinação de uma tensão. O mesmo se verifica com o coeficiente referido no parágrafo anterior, o qual é também independente da espessura do material pela mesma razão apontada.

A capacidade drenante de um geotêxtil nos planos do material é também conhecida como transmissividade hidráulica,  $\theta$  (l/m.s). A transmissividade pode ser obtida através do quociente entre o valor de  $q_{\text{pressão/gradiente}}$  pelo valor do gradiente hidráulico  $i$  conforme se apresenta na expressão seguinte:

$$\theta = \frac{q_{\text{pressão/gradiente}}}{i} \quad (3.11)$$

Com o valor da transmissividade e sabendo a espessura do material,  $\Delta x$ , é possível determinar o valor do coeficiente de permeabilidade nos planos do material ensaiado,  $k_p$  expresso em m/s de acordo com a Expressão (3.12):

$$k_p = \frac{\theta}{\Delta x} \quad (3.12)$$

As expressões apresentadas podem ser obtidas, para a temperatura de 20 °C, da seguinte forma:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (3.13)$$

onde  $Q$  é o caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $V$  é o volume ( $\text{m}^3$ ) e  $t$  é o tempo (s).

Substituindo na equação da capacidade de escoamento no plano por unidade de área para uma determinada tensão e gradiente (3.10), vem:

$$q_{\text{pressão/gradiente}} = \frac{Q}{B} \quad (3.14)$$

O escoamento da água no plano do material de acordo com a lei de Darcy (3.6) resulta na expressão:

$$Q = k_p \times \frac{\Delta h}{L} \times S \quad (3.15)$$

onde,  $k_p$  é o coeficiente de permeabilidade (m/s),  $\Delta h$  corresponde à perda de carga verificada no escoamento (m),  $L$  corresponde ao comprimento do provete (m) e  $S$  é a área de atravessamento da água ( $\text{m}^2$ ).

A área de atravessamento da água sem a consideração dos efeitos da redução de espessura do material comprimido é dada por:

$$S = \Delta x \times B \quad (3.16)$$

substituindo S, na Equação (3.15), pelo seu valor, dado pela Equação (3.16), vem:

$$Q = k_p \times \frac{\Delta h}{L} \times (\Delta x \times B) \quad (3.17)$$

$$\frac{Q}{B} = k_p \times \frac{\Delta h}{L} \times \Delta x \quad (3.18)$$

$$\frac{Q}{B} = k_p \times i \times \Delta x \quad (3.19)$$

De acordo com a Equação (3.12), a transmissividade hidráulica ( $\theta$ ) pode ser definida como o produto do coeficiente de permeabilidade do material,  $k_p$ , pela espessura do mesmo,  $\Delta x$ , vindo:

$$\frac{Q}{B} = \theta \times i \quad (3.20)$$

$$\theta = \frac{Q}{B \times i} \quad (3.21)$$

Relacionando  $\theta$  com  $q_{\text{pressão/gradiente}}$  através da Equação (3.11) e sabendo que o caudal é dado pela Equação (3.13), obtém-se:

$$q_{\text{pressão/gradiente}} = \frac{V}{B \times t} \quad (3.22)$$

que corresponde à equação mencionada na norma à qual se acrescenta o factor correctivo caso a temperatura da água seja diferente de 20 °C.

Os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade à água no plano para o material GTP apresentam-se de seguida. Nos Quadros 3.22, 3.23 e 3.24 são apresentados os resultados obtidos para um provete do geotêxtil GTP na direcção perpendicular à direcção de fabrico, respectivamente, para as tensões normais de 20 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Para escoamentos muito baixos como os verificados para os geotêxteis GTM e GTP, a variação de resultados entre as três leituras não deve exceder os 10%, caso contrário devem-se realizar novas leituras até que a diferença entre leituras obedeça a esta condição.

Quadro 3.22 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 20 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP.

Gradiente hidráulico	Força normal aplicada (inicial)	Força normal aplicada (final)	Massa de água recolhida	Tempo	Temp. da água	Factor correctivo da temperatura	COEFICIENTE HIDRÁULICO	
mm/mm	kN	kN	g	s	°C	–	l/m.s	Valor médio
0,1	1,230	1,214	107,79	600	18,2	1,0449	9,39E-07	9,48E-07
	1,209	1,190	109,52				9,54E-07	
	1,253	1,231	109,3				9,52E-07	
1,0	1,252	1,248	1219,73	600	18,2	1,0449	1,06E-05	1,05E-05
	1,246	1,236	1204,61				1,05E-05	
	1,234	1,233	1203,27				1,05E-05	

Quadro 3.23 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 100 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP.

Gradiente hidráulico	Força normal aplicada (inicial)	Força normal aplicada (final)	Massa de água recolhida	Tempo	Temp. da água	Factor correctivo da temperatura	COEFICIENTE HIDRÁULICO	
mm/mm	kN	kN	g	s	°C	–	l/m.s	Valor médio
0,1	6,016	5,894	46,56	600	18,2	1,0449	4,05E-07	3,85E-07
	6,022	5,922	43,7				3,81E-07	
	6,007	5,901	42,4				3,69E-07	
1,0	6,180	6,083	459,05	600	18,2	1,0449	4,00E-06	3,89E-06
	6,074	6,002	446,59				3,89E-06	
	5,997	5,916	433,03				3,77E-06	

Quadro 3.24 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, para a tensão normal de 200 kPa, de um provete, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP.

Gradiente hidráulico	Força normal aplicada (inicial)	Força normal aplicada (final)	Massa de água recolhida	Tempo	Temp. da água	Factor correctivo da temperatura	COEFICIENTE HIDRÁULICO	Valor médio
mm/mm	kN	kN	g	s	°C	–	l/m.s	
0,1	12,175	11,946	35,43	600	18,2	1,0449	3,09E-07	2,82E-07
	12,095	11,878	28,71				2,50E-07	
	12,087	11,878	33				2,87E-07	
1,0	12,142	11,980	255,6	600	18,2	1,0449	2,23E-06	2,04E-06
	12,135	11,980	224,77				1,96E-06	
	11,910	11,812	221,6				1,93E-06	

No total são obtidos 36 quadros por material, 3 por provete, com 9 quadros relativos à direcção de fabrico e 9 relativos à direcção perpendicular à direcção de fabrico. É também apresentada a média dos 3 provetes com o respectivo desvio padrão e o coeficiente de variação, expresso em percentagem.

Para os restantes provetes dos geotêxteis GTP e GTM apenas são apresentados os quadros resumo, onde constam os valores médios das três leituras realizadas para cada tensão normal e gradiente hidráulico por provete.

Os valores são apresentados ainda sobre uma vertente gráfica, para que se possa comparar de um modo mais explícito a influência da variação da tensão normal e do gradiente hidráulico no escoamento através do material.

Os Quadros 3.25 e 3.26, contêm os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade à água no plano, na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico do geotêxtil GTM.

A permeabilidade à água no plano do geotêxtil é influenciada pela tensão normal exercida, como ilustra a Figura 3.66, sendo tanto menor quanto maior for a tensão aplicada sobre o geotêxtil.

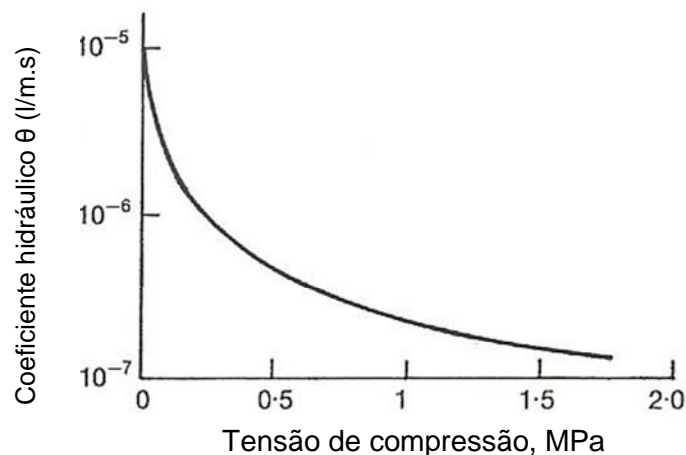


Figura 3.66 – Efeito da tensão normal na permeabilidade à água no plano do geotêxtil (adaptado de Shukla, 2002).

Quadro 3.25 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção de fabrico, do geotêxtil GTM.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
1	5,74E-07	5,41E-06	–	7,32E-07	–	4,07E-07
2	5,75E-07	6,32E-06	–	7,16E-07	–	4,45E-07
3	4,67E-07	4,27E-06	–	7,28E-07	–	3,50E-07
Valor médio	5,39E-07	5,33E-06	–	7,26E-07	–	4,01E-07
Desvio padrão	6,17E-08	1,02E-06	–	8,43E-09	–	4,79E-08
Coeficiente de variação (%)	11,46	19,21	–	1,16	–	11,95

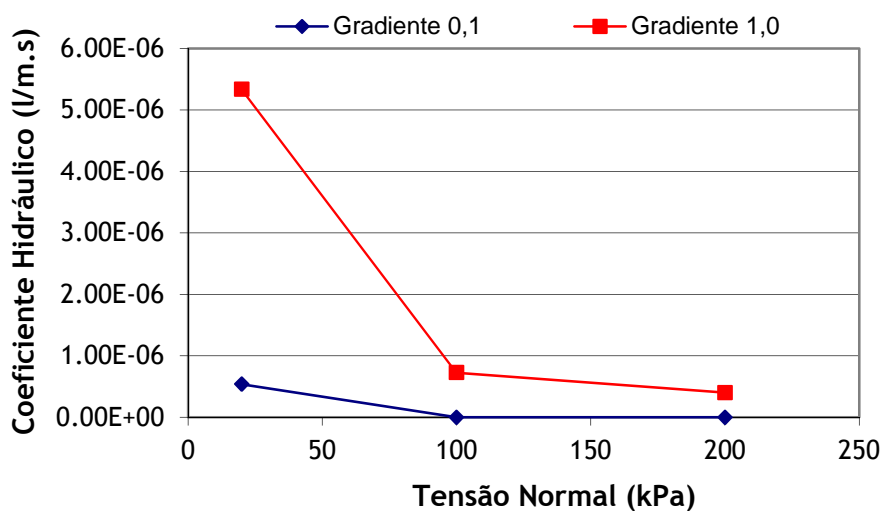


Figura 3.67 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção de fabrico, do geotêxtil GTM.

Quadro 3.26 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTM.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
1	1,04E-06	9,99E-06	–	1,39E-06	–	5,35E-07
2	1,01E-06	1,03E-05	–	1,45E-06	–	6,23E-07
3	1,09E-06	1,03E-05	–	1,52E-06	–	5,36E-07
Valor médio	1,05E-06	1,02E-05	–	1,45E-06	–	5,64E-07
Desvio padrão	3,80E-08	1,99E-07	–	6,63E-08	–	5,05E-08
Coeficiente de variação (%)	3,63	1,95	–	4,56	–	8,94

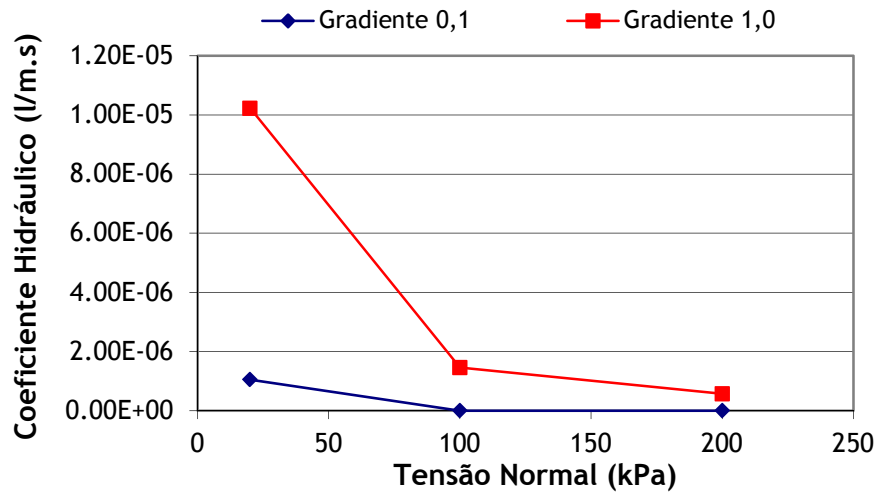


Figura 3.68 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção perpendicular à direcção de fabrico, do geotêxtil GTM.

Os resultados obtidos relativos à permeabilidade à água no plano para o geotêxtil GTM na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico, revelam que para um gradiente hidráulico de 0,1 mm/mm e uma tensão normal de compressão compreendida entre 100 e 200 kPa não se dá escoamento. Observa-se uma diminuição do coeficiente hidráulico para valores da tensão normal superiores e uma maior permeabilidade na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTM. Este facto deve-se ao processo de fabrico do geotêxtil que dispõe as fibras segundo determinados alinhamentos, afectando a percolação de água através do material. Os coeficientes de variação são em geral crescentes para as maiores tensões verticais, pois para uma massa recolhida menor, uma variação de poucos gramas repercute-se numa variação proporcionalmente maior.

O geotêxtil GTP, mais espesso, permitiu a obtenção de valores para todos os gradientes e tensões normais, apresentando características semelhantes de escoamento na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à de fabrico.

Quadro 3.27 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção de fabrico, do geotêxtil GTP.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
1	9.93E-07	9.86E-06	3.48E-07	3.25E-06	1.71E-07	1.65E-06
2	1.04E-06	1.01E-05	4.12E-07	3.36E-06	1.89E-07	1.80E-06
3	1.01E-06	9.71E-06	4.66E-07	3.48E-06	2.47E-07	2.04E-06
Valor médio	1.02E-06	9.89E-06	4.09E-07	3.37E-06	2.02E-07	1.83E-06
Desvio padrão	2.57E-08	1.93E-07	5.95E-08	1.14E-07	3.99E-08	1.93E-07
Coeficiente de variação (%)	2.53	1.96	14.54	3.39	19.74	10.56

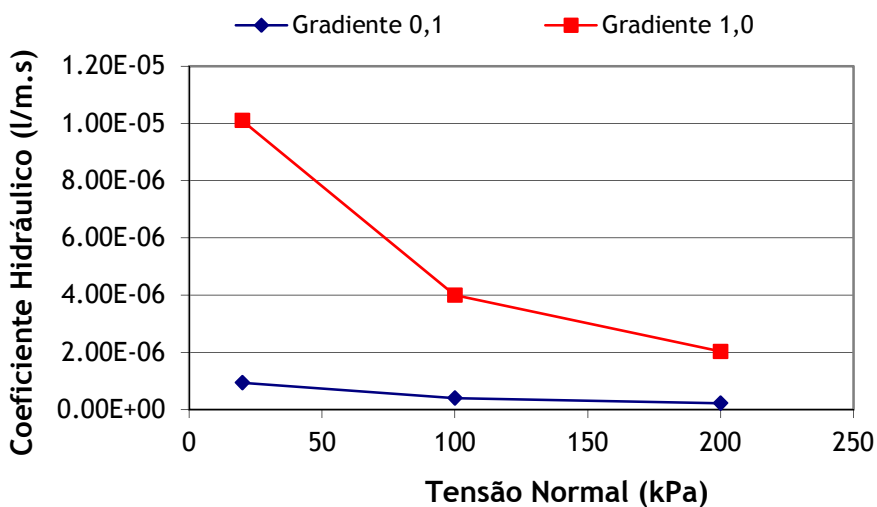


Figura 3.69 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção de fabrico, do geotêxtil GTP.

Quadro 3.28 – Resultados obtidos no ensaio de permeabilidade à água no plano, na direcção perpendicular à de fabrico, do geotêxtil GTP.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
1	8.66E-07	9.25E-06	4.38E-07	3.97E-06	1.99E-07	2.06E-06
2	9.48E-07	1.05E-05	3.85E-07	3.89E-06	2.83E-07	2.04E-06
3	1.00E-06	1.05E-05	3.87E-07	4.13E-06	1.88E-07	1.99E-06
Valor médio	9.39E-07	1.01E-05	4.03E-07	4.00E-06	2.23E-07	2.03E-06
Desvio padrão	6.92E-08	7.29E-07	2.99E-08	1.25E-07	5.18E-08	3.29E-08
Coeficiente de variação (%)	7.37	7.22	7.41	3.13	23.20	1.62

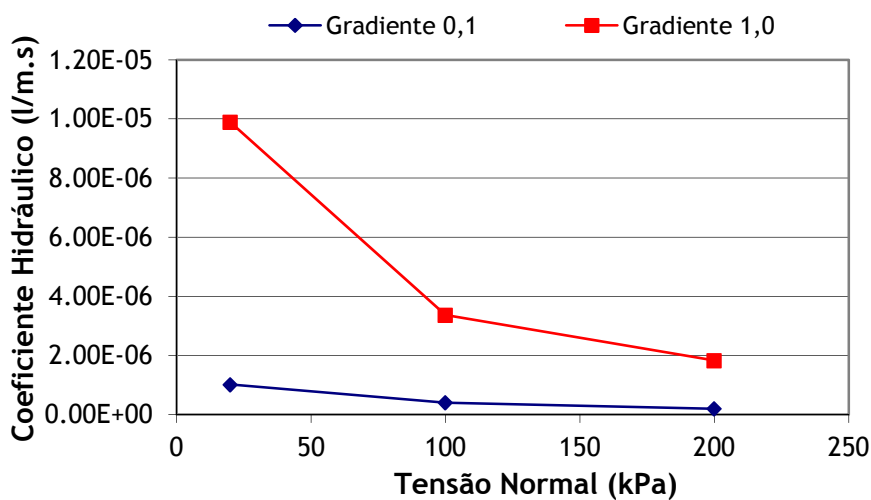


Figura 3.70 – Variação do coeficiente hidráulico com a tensão normal na direcção perpendicular à direcção de fabrico, do geotêxtil GTP.



### 3.6.4. PROPRIEDADES RELATIVAS À DURABILIDADE POR ABRASÃO

A durabilidade em qualquer obra de engenharia civil é um factor da maior importância, pois a rotura precoce de um determinado componente pode colocar em risco a totalidade da estrutura com possíveis danos pessoais, patrimoniais e económicos.

Os geossintéticos, como materiais relativamente recentes, ainda suscitam algumas dúvidas relativamente à manutenção das propriedades ao longo do tempo. Isto, de certo modo, limita a aplicação destes materiais apesar das vantagens económicas que lhes são atribuídas. O problema fundamental consiste então na determinação do intervalo de tempo durante o qual um geossintético terá a capacidade de manter, dentro dos valores mínimos requeridos, as propriedades que lhe são exigidas num dado meio ambiente.

A danificação dos geossintéticos e conseqüente deterioração de propriedades pode surgir ainda antes ou mesmo durante a colocação em obra. O transporte, o manuseamento, o armazenamento e a própria colocação podem ser facilmente controlados, recorrendo para tal a ensaios aos materiais durante as várias fases de execução. Após a colocação em obra esse controlo é mais complexo, requerendo muitas vezes técnicas avançadas de monitorização.

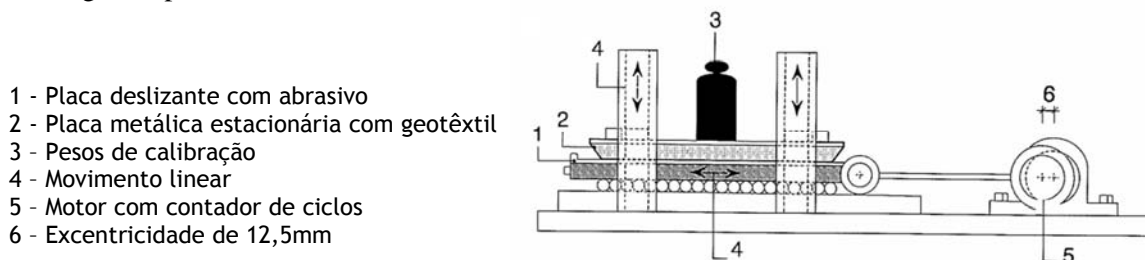
Após a instalação, o geossintético pode sofrer danificação por fluência, relaxação de tensões, fluência em compressão e abrasão. Pode também degradar-se por acções de origem química como seja o ataque por soluções ácidas ou alcalinas, termo-oxidação, foto-oxidação, entre outros. Por fim, a referir o ataque de natureza biológica, onde se destaca a acção de microrganismos. Na presente dissertação apenas será abordada a degradação dos geotêxteis por abrasão.

A abrasão pode ser definida como o desgaste sofrido pelos geossintéticos por contacto com outra superfície ou com outros materiais em contacto com este, como sejam agregados sujeitos a cargas cíclicas de pequena amplitude.

As ondas ao interagirem com os geocontentores promovem deslocamentos entre os mesmos, gerando desgaste nas superfícies. Também se verifica desgaste no interior do geocontentor pelo movimento dos agregados em contacto com o geotêxtil.

Os estudos previamente realizados no contexto das aplicações ferroviárias de geossintéticos no LGS da FEUP levaram ao desenvolvimento de um equipamento laboratorial para simulação da abrasão de acordo com as especificações da NP EN ISO 13427:2006 (Geotêxteis e produtos relacionados – Simulação do dano por abrasão (ensaio de bloco deslizante)). O conceito é aplicável ao estudo a desenvolver no âmbito deste trabalho na interacção entre o geotêxtil dos geocontentores.

Na Figura 3.71 ilustra-se o esquema do equipamento de abrasão do LGS da FEUP e na Figura 3.72 o equipamento utilizado para os ensaios de simulação da abrasão. Uma exaustiva apresentação do equipamento pode ser encontrada em Pinto (2005), pelo que no presente trabalho apenas se descreverá o ensaio propriamente dito, uma vez que as características dos materiais requerem considerações de montagem especiais.



- 1 - Placa deslizante com abrasivo
- 2 - Placa metálica estacionária com geotêxtil
- 3 - Pesos de calibração
- 4 - Movimento linear
- 5 - Motor com contador de ciclos
- 6 - Excentricidade de 12,5mm

Figura 3.71 – Esquema do equipamento de simulação da abrasão (adaptado da NP EN ISO 13427:2006).



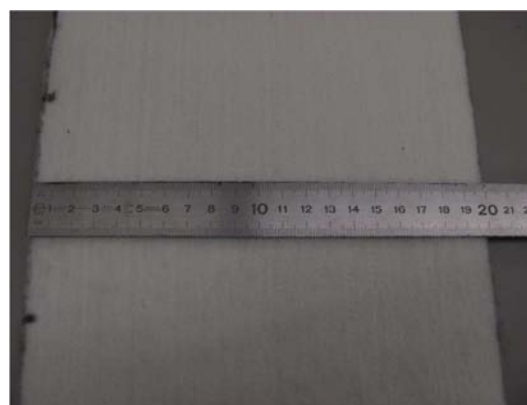
Figura 3.72 – Equipamento de abrasão desenvolvido para o Laboratório de Geossintéticos.

De acordo com a norma, a resistência à abrasão é avaliada pelo ensaio de tracção através do método da tira estreita (NP EN ISO 13934–1:2001). No entanto, pelo motivo relacionado com a contracção lateral que afecta em larga escala os geotêxteis estudados, foi seguido o método da tira larga da NP EN ISO 10319:2005. Como os provetes para o método da tira larga possuem as dimensões de (200x200mm), foi utilizada a placa superior do equipamento de abrasão com as dimensões (220x300mm).

Os provetes dos geotêxteis são preparados de acordo com as especificações da NP EN ISO 9862:2007 (Geossintéticos – Amostragem e preparação de provetes), num total de 10 (5 na direcção de fabrico e 5 na direcção perpendicular à de fabrico), medindo 430x200 mm como ilustra a Figura 3.73. Como já foi previamente referido, os geotêxteis estudados possuem as mesmas características em ambas as faces pelo que não houve necessidade de realizar ensaios adicionais para a outra face dos geotêxteis.



a)



b)

Figura 3.73 – Provette preparado para instalação no equipamento de abrasão.

Um primeiro ensaio exploratório do equipamento permitiu constatar que a flexibilidade de ambos os geotêxteis não permite a indução de abrasão. O geotêxtil, na zona onde dobra para a fixação na placa superior (placa estacionária), alonga, criando uma folga, não permitindo assim que o provete acompanhe a todo o momento a placa superior. Pelo contrário, este adere ao abrasivo que se encontra fixo à placa móvel (placa inferior), anulando a simulação de abrasão pretendida. A solução para este problema passou por fixar na placa superior um abrasivo de grão P24, cuja aderência ao geotêxtil é muito superior à do P100 utilizado na placa inferior. De facto, verificou-se que no decorrer do ensaio a aderência à lixa foi perfeita, não existindo qualquer folga ou deslizamento. É importante referir que

apesar do facto de o provete geotêxtil estar fixo à placa por um abrasivo, a danificação produzida do lado oposto ao da abrasão é muito reduzida ou mesmo nula.

Assim, o procedimento adoptado passou pela fixação conjunta, através de garras disponíveis para o efeito, do abrasivo P24 e do provete de geotêxtil à placa superior. Em primeiro lugar procede-se à fixação do lado oposto ao do esticador (Figura 3.74a). Em seguida fixa-se na outra garra, procurando não deixar demasiada folga e tendo em atenção o correcto alinhamento com a placa (Figura 3.74b). Uma vez fixo em ambas as garras da placa superior, o provete e o abrasivo são esticados para eliminar as folgas, sem no entanto criar tensão no provete como se pode comprovar pela Figura 3.74c.

Dada a pouca flexibilidade da tela abrasiva, foi possível esticar ao máximo o conjunto sem preocupações relativas a tensões transmitidas ao provete. É possível observar o esticador em pormenor na Figura 3.75a.

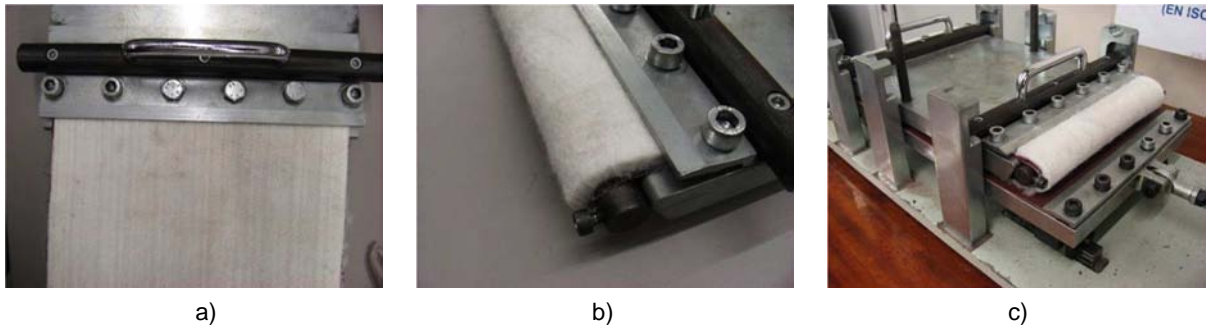


Figura 3.74 – Processo de montagem do provete geotêxtil/abrasivo na placa superior:  
a) fixação na garra oposta ao esticador; b) fixação na garra do lado do esticador;  
c) sistema montado no equipamento.

O passo seguinte consiste na fixação à placa inferior da tela abrasiva com características de grão P100 e dimensões 220x385mm, de acordo com ISO/DIS 6344–2 (Determination of grain size distribution of macrogrits P12 to P220). A fixação da tela abrasiva na placa inferior (placa deslizante) faz-se através das garras de fixação existentes nessa placa, de forma em tudo idêntica a descrita para a fixação do abrasivo e geotêxtil. No primeiro momento, apenas se fixa uma das garras com os parafusos, seguido da colocação da placa superior nos suportes verticais do equipamento e da descida até ficar em contacto com o abrasivo na placa deslizante. São colocados os três módulos de peso, perfazendo 39,6 kg, que conferem a tensão vertical, prevista na norma, de 6 kPa sobre o provete (Figura 3.75b).

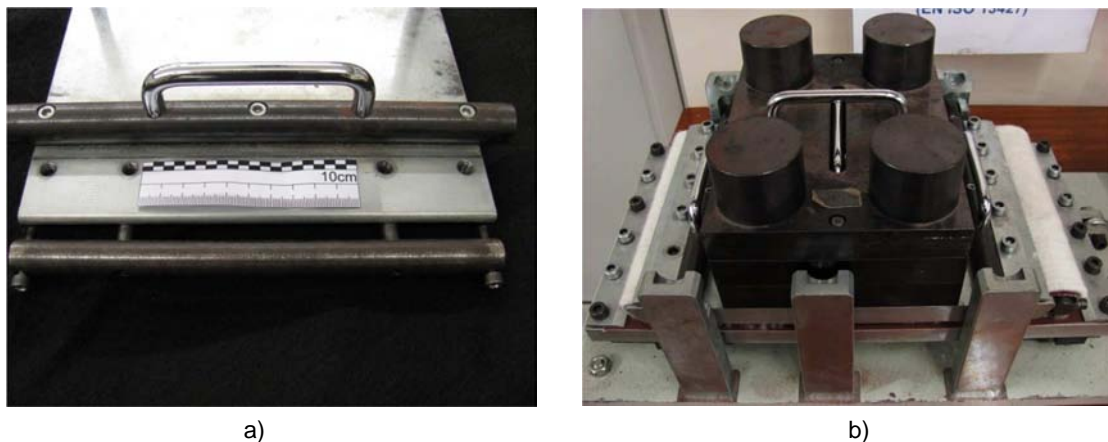


Figura 3.75 – a) Pormenor do esticador; b) equipamento preparado para ensaio.

A fixação de apenas um dos lados da tela abrasiva tem como objectivo garantir que esta fica sem folgas, que à semelhança das folgas no geotêxtil não permitiriam uma abrasão correcta. Com os módulos de peso posicionados, é accionado o motor eléctrico,  $\frac{1}{4}$  de ciclo, de modo a que pelo movimento da placa deslizante a tela abrasiva fique esticada e possa então ser fixa na segunda garra. Finalizada a montagem do ensaio, configura-se o sistema de contagem para efectuar 750 ciclos. O contador de ciclos é reiniciado e dá-se início ao ensaio. Caso durante o ensaio, o provete, ou o material abrasivo deslizarem nas garras, deve-se desprezar o provete e ensaiar outro provete.

Concluído o ensaio, o provete deve ser removido cuidadosamente do equipamento, procurando evitar danificação adicional que não a gerada pela abrasão.

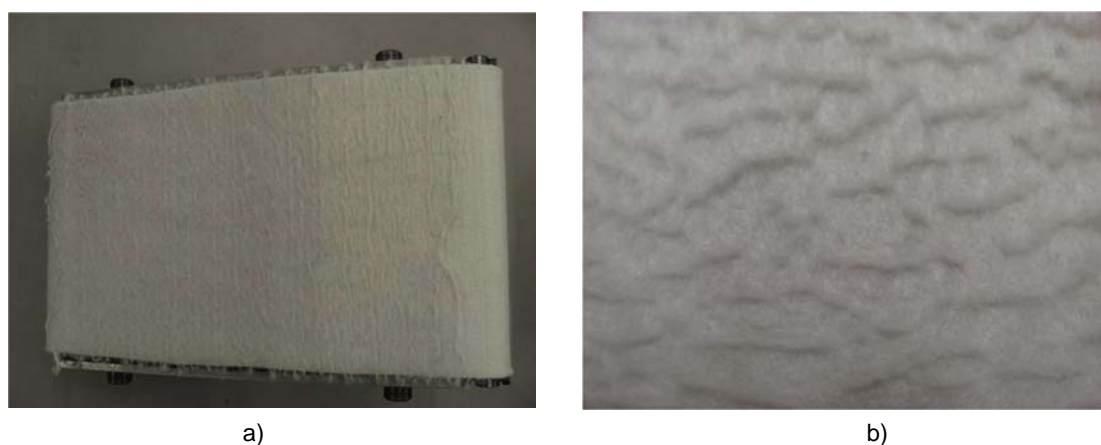


Figura 3.76 – Provete de geotêxtil GTP após ensaio de abrasão: a) vista geral; b) pormenor da abrasão.

Por observação dos provetes após os ensaios de abrasão, foi perfeitamente visível que a abrasão ocorre e que os danos foram bastante gravosos, como é possível constatar pela Figura 3.76 que apresenta um provete do geotêxtil GTP após abrasão, ainda fixo à placa superior do equipamento.

No Quadro 3.29 são apresentados alguns processos de abrasão (Raymond *et al.*, 1982).

Quadro 3.29 – Descrição dos processos de abrasão (adaptado de Raymond *et al.*, 1982 por Pinto, 2005).

Processo de abrasão	Descrição do fenómeno
Alinhamento	Filamentos de geotêxteis, previamente não alinhados, tendem a ficar alinhados numa direcção preferencial.
Nódulos	Filamentos individuais são parcialmente desagregados da estrutura, formando pequenos nódulos.
Corte	Filamentos individuais são primeiramente quebrados e depois cortados na direcção transversal do filamento.
Achatamento	A espessura de filamentos individuais é reduzida, enquanto a sua largura é aumentada, produzindo achatamento.
Desagregação superficial	Os filamentos superficiais são total, ou parcialmente, desagregados da estrutura que compõe o geotêxtil.
Perfuração	Filamentos individuais sofrem desgaste por vários processos, desenvolvendo-se uma abertura no geotêxtil.
Separação	Filamentos individuais separam-se da estrutura (limitado a geotêxteis não tecidos).

Os geotêxteis ensaiados no presente trabalho apresentaram: desagregações superficiais parciais e totais, nódulos, corte, alinhamento dos filamentos na direcção perpendicular à abrasão e separação. Foi igualmente observado que os provetes dos dois geotêxteis apresentaram um comportamento muito semelhante em termos globais, assim como evidenciaram ambos uma menor largura na direcção perpendicular ao sentido do movimento da placa deslizante assim como uma menor espessura. A Figura 3.77 ilustra essas ocorrências para um provete geotêxtil GTP em que se observou uma redução na largura do provete de 5 mm e na espessura do mesmo de 1,66 mm.

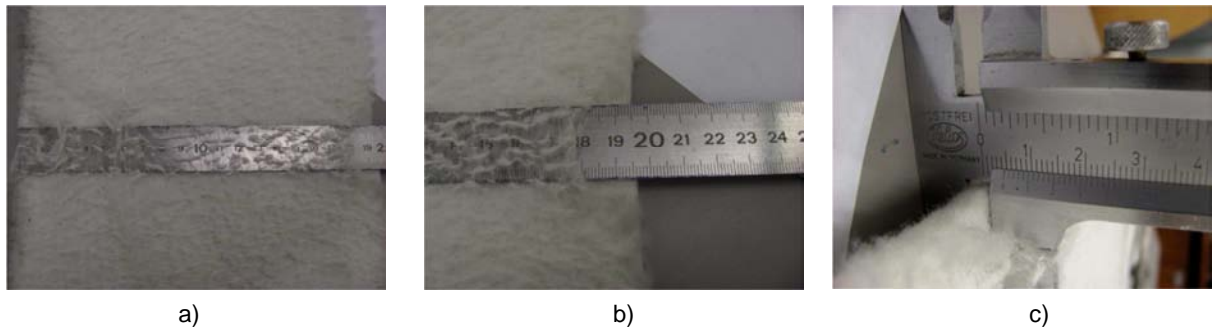


Figura 3.77 – Modificação das dimensões do provete após abrasão: a) e b) redução da largura do provete; c) redução da espessura do provete.

Foram, no entanto, registadas variações na largura de provetes entre os 7 mm e os 12 mm para o geotêxtil GTM e entre os 4 mm e os 8 mm para o geotêxtil GTP. Será de esperar uma ligeira variação nos valores da resistência à tracção dos provetes pois a largura traccionada não é na realidade 200 mm.

Por fim, procede-se à marcação e corte dos provetes (Figura 3.78) para os submeter ao ensaio de tracção e assim avaliar o efeito da abrasão, que é expresso como uma percentagem da perda da resistência à tracção do provete intacto, podendo ser determinado pela expressão seguinte:

$$\text{Perda de resistência à tracção} = \frac{(A - B)}{A} \times 100 \quad (3.23)$$

em que, A representa a resistência à tracção do provete intacto e B a resistência à tracção do provete danificado por abrasão.



Figura 3.78 – Proвете sujeito à abrasão preparado para corte e ensaio à tracção.

No Quadro 3.30 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de tracção dos provetes do geotêxtil GTM, respectivamente, submetidos a abrasão na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Quadro 3.30 – Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTM submetido à abrasão.

Provete	Direcção de fabrico			Direcção perpendicular à de fabrico		
	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\varepsilon_{Fmax}$ (%)	$F_{max}$ (kN)	T (kN/m)	$\varepsilon_{Fmax}$ (%)
1	3,17	15,85	44,50	5,64	28,22	39,00
2	3,13	15,67	39,50	5,96	29,82	35,20
3	3,42	17,42	43,20	6,16	30,81	37,90
4	3,46	17,32	41,40	6,06	30,30	35,10
5	3,24	16,21	41,50	5,41	27,07	36,80
Valor médio	3,29	16,49	42,02	5,85	29,24	36,80
Desvio padrão	0,15	0,82	1,91	0,31	1,56	1,70
Coefficiente de variação (%)	4,55	5,00	4,54	5,32	5,32	4,61

O valor médio da resistência à tracção após abrasão para o geotêxtil GTM na direcção de fabrico foi de 16,49 kN/m (coeficiente de variação de 5,00%). Na direcção perpendicular à direcção de fabrico, a resistência à tracção média após abrasão foi de 29,24 kN/m (coeficiente de variação de 5,32%). A extensão na força máxima apresenta valores ligeiramente superiores para os provetes submetidos a abrasão na ordem dos 6% para a direcção de fabrico e 3% para a direcção perpendicular à direcção de fabrico. A perda de resistência à tracção foi de 8,57% na direcção de fabrico e de 8,26% na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Nas Figuras 3.79 e 3.80 apresentam-se as curvas força-extensão, após abrasão, de cada um dos provetes e a curva média do geotêxtil GTM, respectivamente, na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

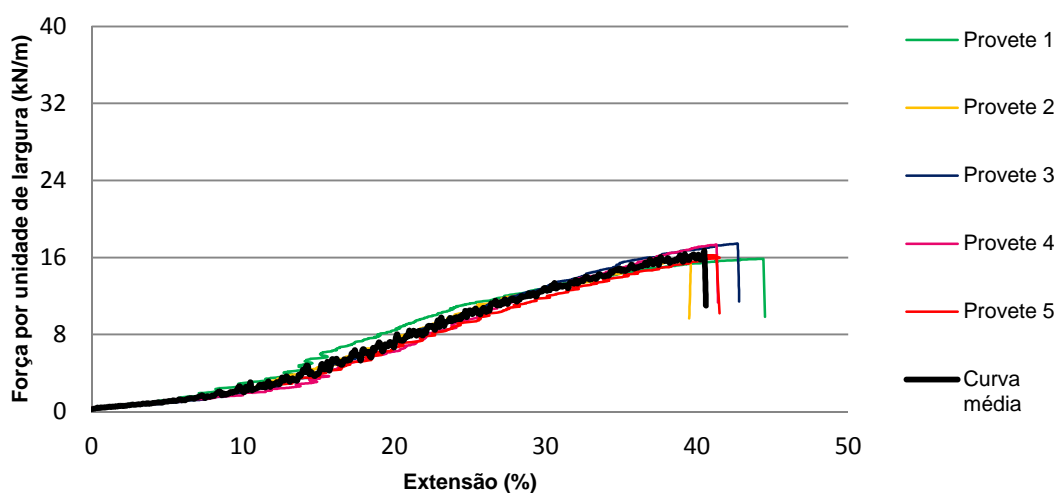


Figura 3.79 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM submetido à abrasão na direcção de fabrico.



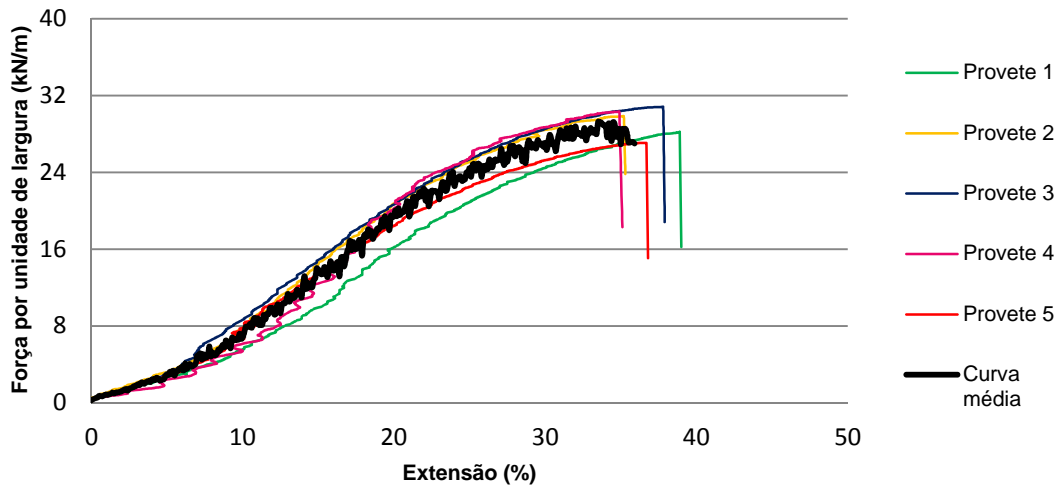


Figura 3.80 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTM submetido à abrasão na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

No Quadro 3.31 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de tracção dos provetes do geotêxtil GTP, respectivamente, submetidos a abrasão na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Quadro 3.31 – Resultados dos ensaios tracção-extensão para o geotêxtil GTP submetido à abrasão.

Provete	Direcção de fabrico			Direcção perpendicular à de fabrico		
	$F_{\max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{F_{\max}}$ (%)	$F_{\max}$ (kN)	T (kN/m)	$\epsilon_{F_{\max}}$ (%)
1	7,96	39,81	51,40	12,30	61,49	34,20
2	7,52	37,59	53,80	12,44	62,21	36,20
3	7,61	38,04	50,00	12,31	61,55	31,80
4	8,30	41,49	48,00	11,19	55,94	31,80
5	8,05	40,27	50,70	11,99	59,94	35,40
Valor médio	7,89	39,44	50,78	12,04	60,22	33,88
Desvio padrão	0,32	1,61	2,11	0,51	2,53	2,03
Coefficiente de variação (%)	4,09	4,09	4,16	4,21	4,21	5,99

O valor médio da resistência à tracção após abrasão para o geotêxtil GTP na direcção de fabrico foi de 39,44 kN/m (coeficiente de variação de 4,09%). Na direcção perpendicular à direcção de fabrico, a resistência à tracção média após abrasão foi de 60,22 kN/m (coeficiente de variação de 4,21%). A extensão na força máxima na direcção de fabrico foi de 50,78% e na direcção perpendicular à direcção de fabrico 33,88%. O ganho de resistência à tracção foi de 2,13% na direcção de fabrico e de 2,86% na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Como referido anteriormente, a largura do provete submetido a abrasão é um pouco menor do que os 200 mm iniciais, pelo que a capacidade resistente real é um pouco superior ao determinado. Este aumento pode dever-se à combinação da reorientação de alguns filamentos da estrutura do geotêxtil.

Nas Figuras 3.81 e 3.82 apresentam-se as curvas força-extensão, após abrasão, de cada um dos provetes e a curva média do geotêxtil GTM, respectivamente, na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

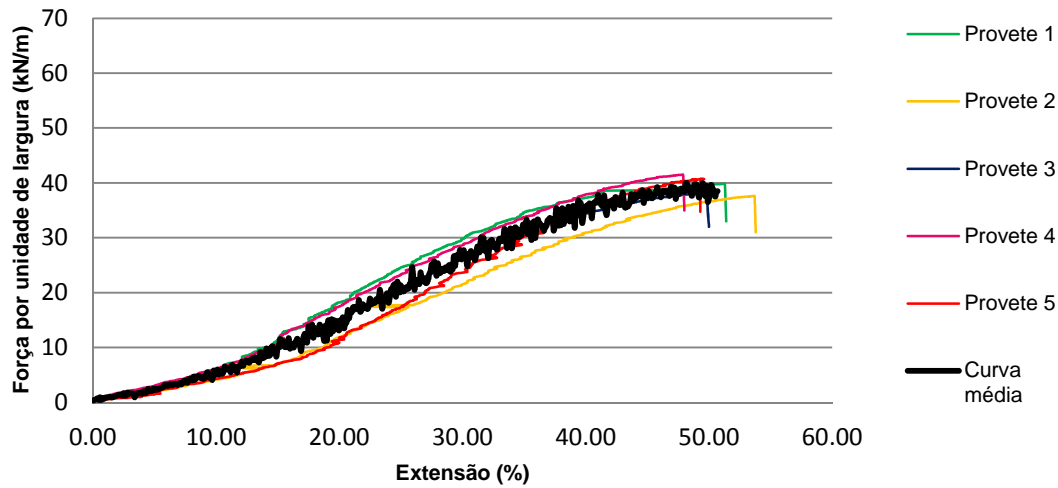


Figura 3.81 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP submetido à abrasão na direcção de fabrico.

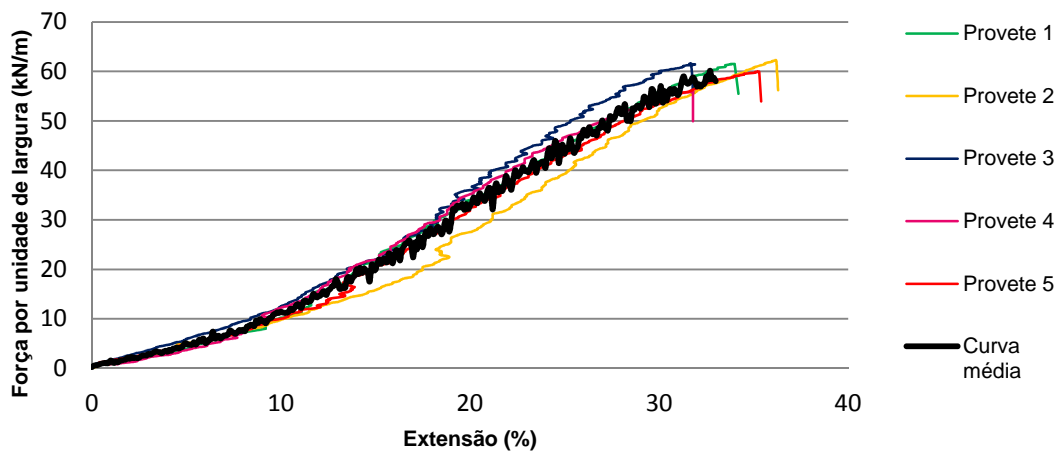


Figura 3.82 – Curvas força-extensão dos provetes e curva força-extensão média do geotêxtil GTP submetido à abrasão na direcção perpendicular à direcção de fabrico.



As Figuras 3.83 e 3.84 ilustram as curvas médias força-extensão dos provetes intactos e submetidos à abrasão, onde se verifica um tipo de rotura semelhante à apresentada pelos provetes intactos.

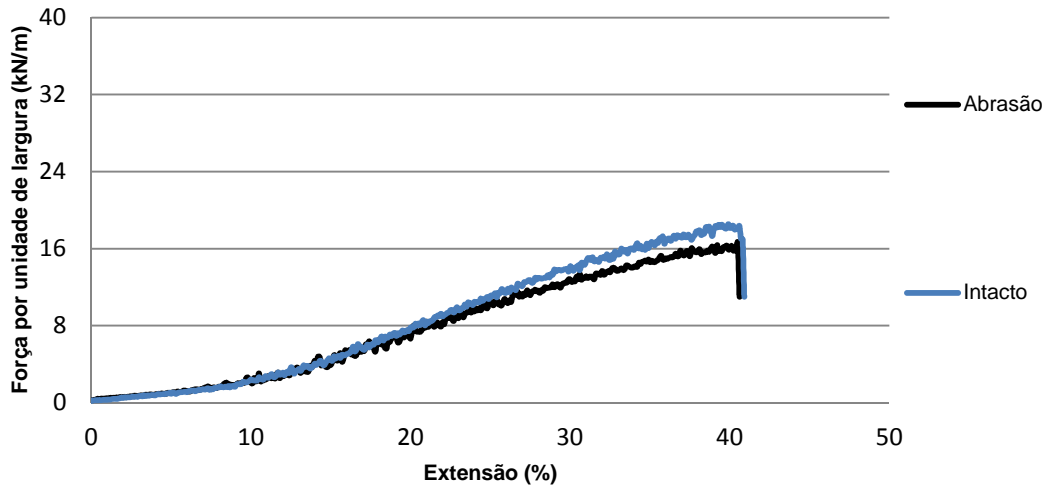


Figura 3.83 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTM na direcção de fabrico.

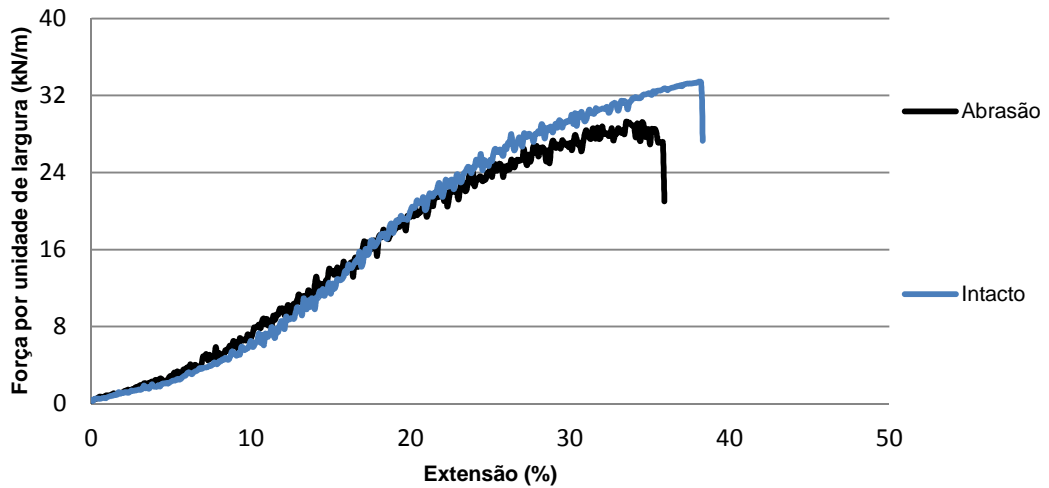


Figura 3.84 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTM na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

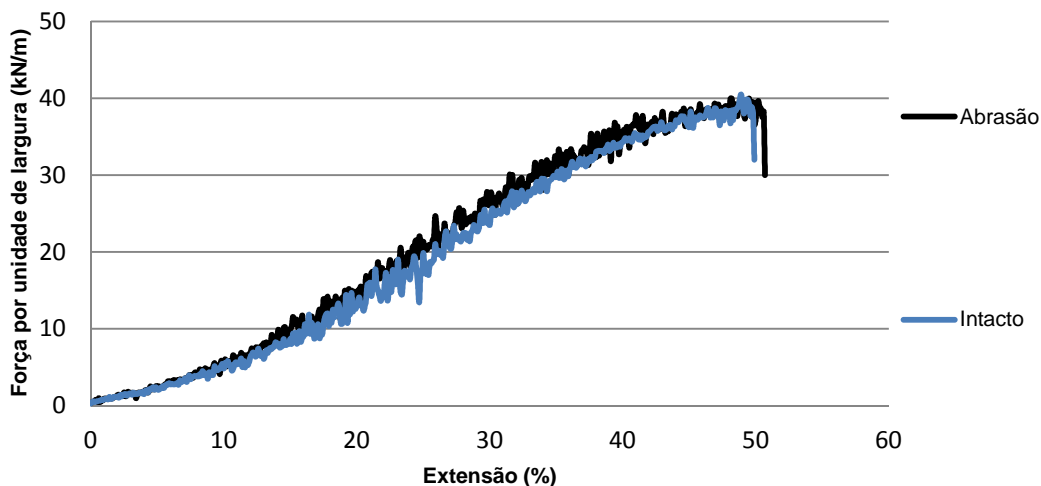


Figura 3.85 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTP na direcção de fabrico.

As Figuras 3.85 e 3.86 ilustram as curvas médias força-extensão dos provetes intactos e submetidos à abrasão para os provetes GTP.

É possível verificar que a extensão para a força máxima dos provetes intactos é superior, tanto para a direcção de fabrico, como para a direcção perpendicular à direcção de fabrico. O comportamento dos provetes GTM para a direcção de fabrico e para a direcção perpendicular à direcção de fabrico é muito semelhante, verificando-se uma sobreposição quase perfeita das curvas médias força-extensão.

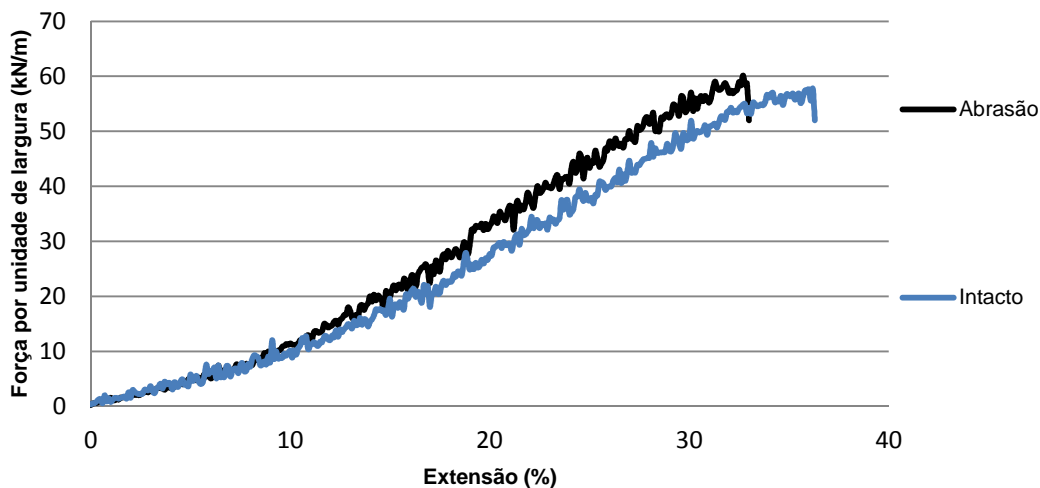


Figura 3.86 – Comparação das curvas médias força-extensão de provetes intactos e submetidos à abrasão do geotêxtil GTP na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

### 3.7. PROPRIEDADES DAS AREIAS

#### 3.7.1. AREIA DO PROTÓTIPO

Amostras de areia recolhidas na praia da Estela e na praia da Leirosa, em quatro posições distintas do perfil de praia, permitiram a caracterização granulométrica das areias e a determinação do diâmetro médio  $D_{50}$  (50% (em peso) de partículas com dimensões inferiores). Sabendo que o enchimento dos geocontentores será realizado no próprio local com os agregados existentes, o parâmetro  $D_{50}$  permite ajustar a areia de modelo à areia utilizada em protótipo assumindo para tal uma areia com um diâmetro médio. No Quadro 3.32 apresentam-se os resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Estela, onde se verifica a existência de uma areia mais grossa junto ao mar. A dimensão média das partículas vai diminuindo na direcção da duna, surgindo partículas mais finas e em maiores quantidades. A Figura 3.87 ilustra as quatro curvas granulométricas obtidas da análise realizada.

Quadro 3.32 – Resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Estela.

Abertura dos peneiros (mm)	Percentagem acumulados passados (Estela)			
	Junto ao mar	Intermédio 1	Intermédio 2	Junto à duna
0,063	0,00%	0,25%	0,07%	0,97%
0,125	0,00%	0,25%	0,07%	0,97%
0,250	0,73%	2,90%	3,38%	3,70%
0,500	10,87%	37,78%	56,31%	56,38%
1	34,97%	66,76%	91,87%	94,24%
2	81,15%	93,49%	99,30%	99,84%
4	97,39%	100,00%	100,00%	100,00%
8	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
16	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
32	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
63	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
$D_{50}$	1,325	0,711	0,470	0,470

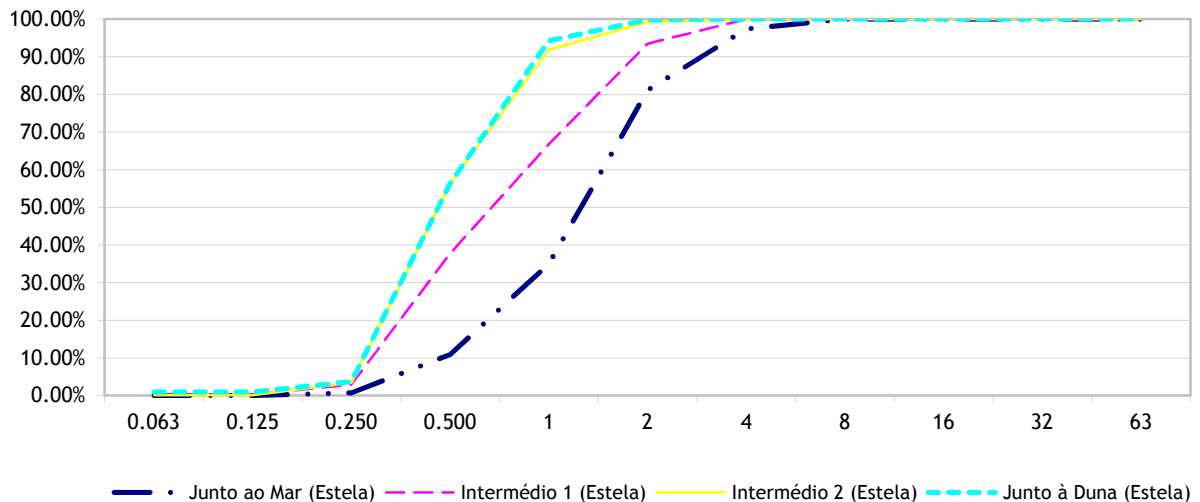


Figura 3.87 – Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Estela.

O Quadro 3.33 inclui os resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Leirosa, onde se verifica de igual modo como na praia da Estela, uma diminuição do diâmetro médio das partículas na direcção da duna. Na Figura 3.88 ilustram-se as quatro curvas granulométricas obtidas, onde é visível o maior diâmetro das partículas junto ao mar, em relação aos outros três pontos do perfil de praia que são muito semelhantes entre si. A areia recolhida junto ao mar na praia da Leirosa apresenta uma maior dimensão do que a areia recolhida na praia da Estela, contrastando com o perfil intermédio 1 onde a areia é mais grossa na praia da Estela. No perfil intermédio 2 e junto à duna, as dimensões das partículas de areia são similares, pois a areia depois de seca ao sol é transportada para o interior pela acção do vento. Os grãos mais finos de areia rolam uns sobre os outros à superfície do solo, parando quando encontram vegetação ou outros obstáculos que possibilitem a sua acumulação.

Quadro 3.33 – Resultados da análise granulométrica das amostras de areia da praia da Leirosa.

Abertura dos peneiros (mm)	Percentagem de acumulados passados (Leirosa)			
	Junto ao mar	Intermédio 1	Intermédio 2	Junto à duna
0,063	0,00%	0,06%	0,11%	0,05%
0,125	0,00%	0,12%	0,11%	0,05%
0,250	3,38%	2,05%	3,93%	2,74%
0,500	30,40%	47,38%	65,09%	53,91%
1	41,01%	88,14%	90,79%	93,37%
2	54,80%	98,52%	98,99%	99,46%
4	73,71%	99,76%	100,00%	100,00%
8	90,29%	100,00%	100,00%	100,00%
16	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
32	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
63	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>D50</b>	1,652	0,532	0,438	0,481

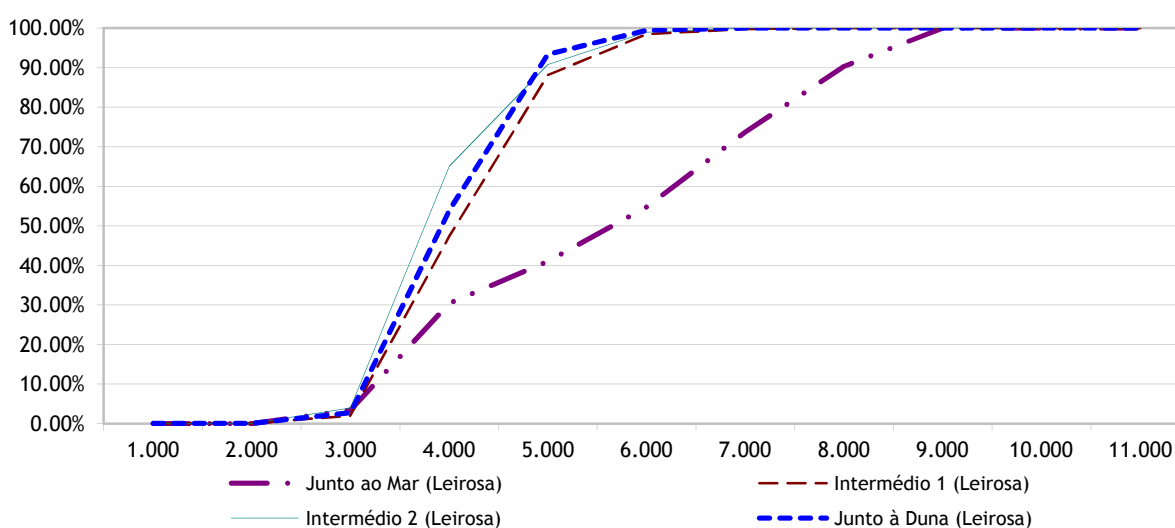


Figura 3.88 - Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Leirosa.

A areia média é determinada a partir dos valores dos acumulados passados médios para cada das aberturas dos peneiros para cada zona de perfil onde foi realizada a recolha de amostras. A curva média considerada como representativa do protótipo é uma média dos acumulados passados para cada peneiro (Quadro 3.34). Na Figura 3.89 é visível a curva granulométrica resultante e é possível comparar graficamente esta curva com as amostras individuais determinadas. É uma areia cuja granulometria é mais fina que a areia recolhida junto ao mar, mas em geral é mais grossa que as areias situadas mais próximo da duna.

Quadro 3.34 – Valores médios das análises granulométricas das areias da Estela e da Leirosa.

Abertura dos peneiros (mm)	Percentagem acumulados passados (Areia média)				
	Junto ao mar	Intermédio 1	Intermédio 2	Junto à duna	Média
0,063	0,00%	0,16%	0,09%	0,51%	0,19%
0,125	0,00%	0,19%	0,09%	0,51%	0,20%
0,250	2,06%	2,48%	3,66%	3,22%	2,85%
0,500	20,64%	42,58%	60,70%	55,15%	44,77%
1	37,99%	77,45%	91,33%	93,81%	75,14%
2	67,98%	96,01%	99,15%	99,65%	90,69%
4	85,55%	99,88%	100,00%	100,00%	96,36%
8	95,15%	100,00%	100,00%	100,00%	98,79%
16	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
32	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
63	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%
<b>D50</b>	1,401	0,606	0,453	0,475	0,586

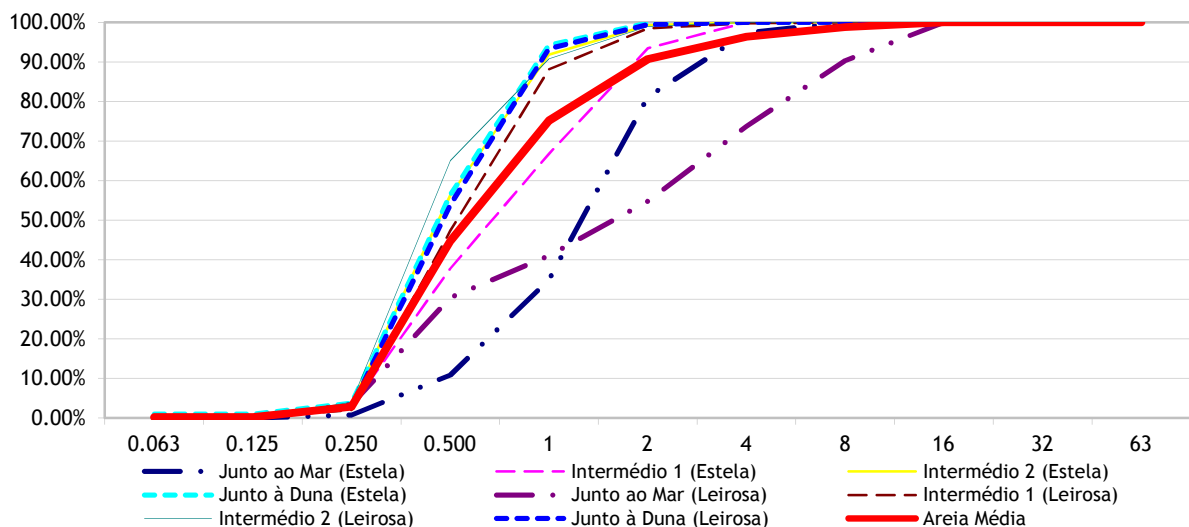


Figura 3.89 – Curvas granulométricas de amostras retiradas em quatro localizações na praia da Estela e da Leirosa com a curva média representativa.

3.7.2. AREIA DO MODELO

O enchimento dos geocontentores do modelo foi realizado com areia comercial, limpa e mal graduada, comercializada pela empresa Sibelco com a designação SP 55. É possível avaliar pela composição química média, apresentada no Quadro 3.35, que estas areias são basicamente areias de sílica. A curva granulométrica apresenta-se na Figura 3.90 e os resultados da análise granulométrica realizada com crivos da série ISO 3310–1 das amostras de areia são apresentados no Quadro 3.36.

Quadro 3.35 – Composição química da areia SP 55 (Sibelco).

Óxidos	SP 55 (%)
Óxido de silício (Silica), SiO <sub>2</sub>	99,44
Óxido de alumínio, Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,344
Óxido férrico, Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,045
Óxido de titânio, TiO <sub>2</sub>	0,060
Óxido de potássio, K <sub>2</sub> O	0,016
Óxido de sódio, Na <sub>2</sub> O	0,004
Óxido de cálcio, CaO	0,003
Óxido de magnésio, MgO	0,003

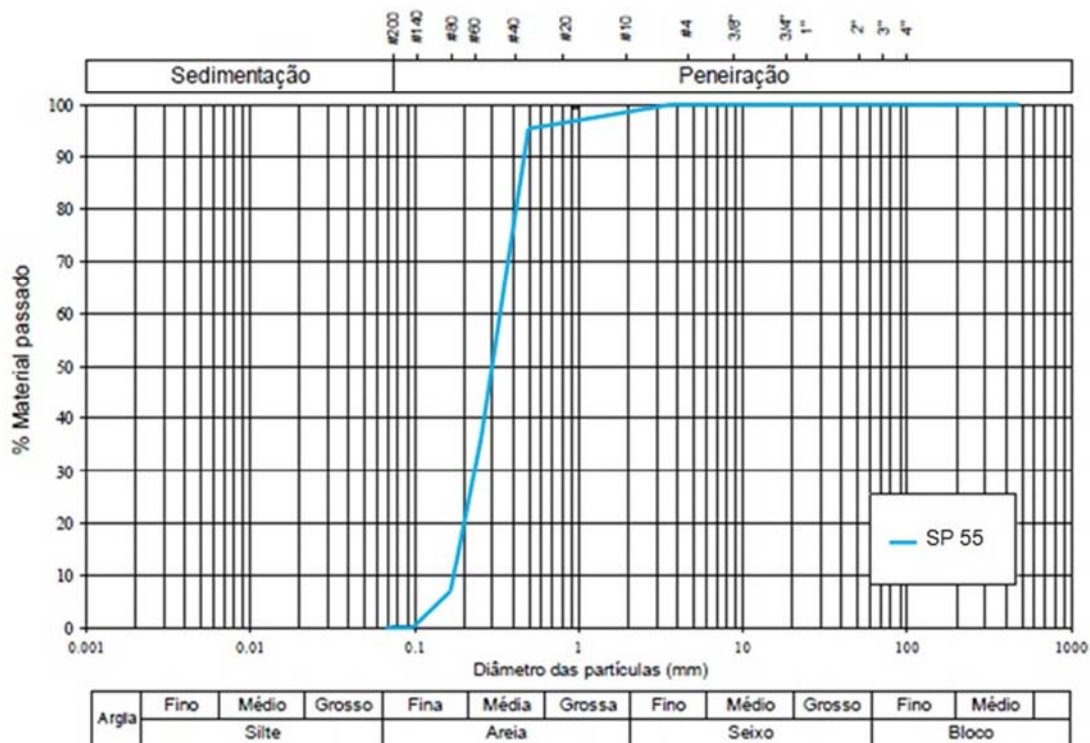


Figura 3.90 – Curva granulométrica da areia SP 55.

Quadro 3.36 – Análise granulométrica realizada à areia SP 55.

Abertura dos peneiros (mm)	Retidos	Retidos acumulados	Acumulados passados
1,000	0.00%	0.00%	100.00%
0,710	0.00%	0.00%	100.00%
0,500	0.00%	0.00%	100.00%
0,355	4.67%	4.67%	95.33%
0,250	58.20%	62.87%	37.13%
0,180	29.66%	92.53%	7.47%
0,125	7.12%	99.65%	0.35%
0,090	0.34%	99.99%	0.01%
0,063	0.01%	100.00%	0.00%

### 3.8. NOTA FINAL

No presente capítulo são referidos os ensaios de caracterização relativos às propriedades físicas, mecânicas, hidráulicas e de durabilidade de dois geotêxteis, bem como os principais ensaios utilizados para as avaliar.

São também analisados os dados referentes às areias provenientes da Praia da Leirosa e da Praia da Estela de onde se considerou uma areia com características intermédias para a avaliação das condições no protótipo. A areia de modelo analisada consiste numa areia normalizada.

No Capítulo 4 são utilizados os dados obtidos do procedimento experimental apresentado no presente capítulo, para a obtenção de relações de escala das propriedades dos materiais do modelo e do protótipo.





# 4

## EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À MODELAÇÃO FÍSICA DE GEOCONTENTORES

### 4.1. INTRODUÇÃO

O projecto de obras de protecção costeira com recurso a geocontentores, como esporões, quebramares submersos, quebramares parcialmente submersos, quebramares destacados, entre outros, deverá seguir pelo menos uma das abordagens que se apresentam em seguida:

- análise de obras similares e avaliação do seu comportamento;
- modelos numéricos;
- modelo reduzido.

A experiência adquirida ao longo dos anos com desenvolvimentos teóricos e o recurso à análise dimensional poderá ser suficiente para que sejam alcançados bons resultados em estruturas hidráulicas convencionais, assumindo-se como uma via fundamentalmente empírica.

Mais recente é o recurso a modelos numéricos, mais cómodos, rápidos e baratos. Os modelos numéricos são muito comuns na actualidade, especialmente quando as análises se restringem a aspectos hidrodinâmicos.

No entanto estas alternativas não conseguem traduzir com a precisão necessária muitos dos fenómenos que ocorrem no meio hídrico, nomeadamente nas zonas de rebentação onde estão em causa escoamentos fortemente turbulentos, processos sedimentares e a evolução de fundos móveis.

Para Antunes do Carmo (2004), é um profundo erro admitir que é possível prescindir da modelação física, apesar do forte incremento que a modelação numérica sofreu no passado próximo impulsionada pelo rápido desenvolvimento da informática. Para este autor, ainda existem muitos problemas reais para os quais não existem soluções analíticas e numéricas suficientemente poderosas para que se pudesse prescindir da modelação física. Assim, a modelação numérica deve ser vista não como uma via alternativa, mas como um complemento da modelação física.

Os factores de escala são tidos em consideração quando os ensaios em modelo são realizados a escalas diferentes da escala do protótipo, devendo quaisquer discrepâncias encontradas ser identificadas e estudadas. No presente capítulo são analisados os factores de escala associados aos materiais constituintes dos geocontentores. A determinação do factor de escala correcto possibilita a realização de ensaios em modelos a escalas diferentes das do protótipo, sendo no entanto possível extrapolar os resultados obtidos para o protótipo (Pilarczyk, 2000).

## 4.2. MODELAÇÃO FÍSICA

No projecto de obras de protecção costeira, quando tal se justifica, é frequente a construção de modelos físicos, em particular para calibrar os modelos numéricos, para estudar determinados fenómenos em zonas particularmente sensíveis e confirmar o dimensionamento efectuado.

Os modelos físicos utilizados na engenharia costeira podem ser dissociados em modelos de fundo fixo e modelos de fundo móvel.

Os modelos reduzidos de fundo fixo possuem fronteiras que não podem ser modificadas pelos processos hidrodinâmicos que decorrem durante os ensaios. São modelos muito utilizados no estudo de ondas, correntes ou outros fenómenos hidrodinâmicos similares em laboratório. São igualmente utilizados no estudo da interacção de forças hidrodinâmicas com fronteiras sólidas, como sejam pilares de pontes, quebramares, bacias portuárias entre outras estruturas. Os efeitos de escala associados a modelos de fundo fixo são razoavelmente bem compreendidos, pelo que os resultados obtidos de ensaios bem formulados e executados são de um elevado nível de confiança.

Os ensaios em modelo de fundo fixo podem ser realizados numa componente bidimensional ou tridimensional. Os modelos bidimensionais, mais simplificados, são utilizados na avaliação da estabilidade de quebramares, na interacção de ondas com correntes e na medição de forças hidrodinâmicas nas estruturas. Os modelos tridimensionais, mais complexos, têm utilidade no estudo da propagação da ondulação nas bacias portuárias, interacção entre ondulação e correntes oblíquas, estabilidade de estruturas costeiras mais complexas, entre outras aplicações.

Os modelos reduzidos de fundos móveis como o próprio nome indica, possuem um fundo móvel que se altera quando sujeito à acção de forças hidrodinâmicas. Os efeitos de escala inerentes aos fundos móveis envolvem uma complexidade superior aos efeitos de escala nos modelos reduzidos de fundos fixos, pelo que os resultados obtidos deverão ser comparados com modelos similares que tenham obtido sucesso na evolução dos fundos.

Os modelos bidimensionais de fundos móveis são aplicados a estudos de evolução de perfis de praia, erosão dunar, erosão da base de estruturas costeiras, entre outras aplicações. Os modelos tridimensionais são menos utilizados devido aos custos elevados a estes associados. O exemplo mais comum de utilização é o estudo da deriva litoral de sedimentos induzida por ondulação oblíqua.

A Figura 4.1 ilustra um modelo reduzido de fundo móvel para ensaio de um geotubo submerso na Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente (SHRHA) da FEUP.



Figura 4.1 – Modelo reduzido de fundo móvel para ensaio de um geotubo submerso.

### 4.3. SEMELHANÇA HIDRÁULICA

A análise de um fenómeno físico tem o seu início com a selecção das variáveis independentes que são importantes para o que se quer estudar em modelo reduzido. A selecção das variáveis é um processo muito importante, que é dificultado por requerer uma boa compreensão do problema, para se proceder à escolha acertada de todas as variáveis importantes a incluir, deixando de fora todas aquelas variáveis desnecessárias que apenas complicariam a análise dimensional, o número de ensaios a realizar e consequentemente os custos.

Como principais características de uma onda destacam-se geometricamente a altura de onda (H), o comprimento de onda (L) e a profundidade da água (h). Os termos temporais da onda são o período (T), a frequência (w) e a celeridade (C). A caracterização de uma onda envolve outros parâmetros igualmente importantes para a descrição do movimento bidimensional de uma onda, entre eles destaca-se a aceleração da gravidade (g) e a velocidade do escoamento (u).

A análise dimensional evidencia que os principais parâmetros que caracterizam os efeitos das ondas são os números de Froude, Reynolds, Euler, Strouhal e Weber, sendo a sua importância dependente das forças predominantes presentes.

O número de Froude é porventura o mais utilizado para a construção de modelos físicos de obras marítimas, pois traduz uma relação entre a grandeza das forças de inércia e as forças gravíticas, sendo estas preponderantes na generalidade dos escoamentos hidráulicos com superfície livre em detrimento das forças de viscosidade e tensão superficial. Para ondas longas é aplicada a expressão (4.1) função da profundidade da água e para as ondas curtas é aplicada a expressão (4.2) função do comprimento de onda.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (4.1)$$

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (4.2)$$

O estudo da camada limite laminar e a determinação de acções associadas a escoamento com baixos números de Reynolds, onde as forças de inércia se relacionam com as forças viscosas, implica a verificação da semelhança de Reynolds. Os efeitos da viscosidade em modelos físicos podem ser desprezados caso o número de Reynolds baseado na profundidade seja superior a  $10^4$ , ou baseado na rugosidade seja superior a 70. É prática comum a construção de modelos que obedecem a esta condição.

A verificação simultânea das semelhanças de Froude e de Reynolds obriga a uma escala para a viscosidade dada pela expressão seguinte:

$$\frac{\lambda_U}{\sqrt{\lambda_g \lambda_L}} = \frac{\lambda_U \lambda_L \lambda_\rho}{\lambda_\mu} \Rightarrow \lambda_\mu = \lambda_g^{1/2} \lambda_L^{3/2} \lambda_\rho \quad (4.3)$$

Sabendo que a viscosidade cinemática é dada por  $\lambda_v = \lambda_\mu/\lambda_p$  e a aceleração da gravidade é a mesma no modelo e no protótipo, a escala da viscosidade é dada por:

$$\lambda_v = \lambda_l^{3/2} \quad (4.4)$$

Assim, para uma escala de 1:12, que foi a utilizada nos ensaios no SRHRA da FEUP, o fluído teria que possuir uma viscosidade igual a aproximadamente 1:42 vezes a viscosidade do fluído do protótipo, neste caso a água do mar, pelo que não é possível construir um modelo com um fluído que cumpra ambos os critérios de Froude e Reynolds. (Veloso Gomes e Taveira Pinto, 2008).

A incompatibilidade de escalas nos ensaios é resolvida assegurando que o tipo de escoamento que se verifica no protótipo é o mesmo que se verifica no modelo. No caso das forças produzidas pela agitação incidente no protótipo, dado o seu carácter turbulento, apenas podem ser reproduzidas com base no número de Froude. Recio e Oumaraci (2007), verificam no seu trabalho sobre estabilidade de estruturas de defesa costeira com geocontentores, que o escoamento de água resultante na acção das ondas sobre a estrutura é muito variável, sendo no entanto de esperar um escoamento turbulento nos espaços entre os geocontentores e um escoamento laminar através da estrutura do geocontentor. Dada esta variabilidade os autores optaram por apresentar a permeabilidade da estrutura no global através do coeficiente  $k$  de Darcy.

A lei de Darcy já mencionada no Capítulo 3 relativamente aos ensaios de permeabilidade do geotêxtil, impunha que o escoamento fosse laminar para que esta lei fosse válida nos procedimentos laboratoriais. Será então considerado um escoamento laminar no material geotêxtil e no enchimento de areia e admitida a semelhança de Froude.

O número de Euler é importante para no caso de as forças dominantes no modelo físico serem as forças de pressão, traduzindo uma relação entre forças de pressão e forças de inércia.

O número de Strouhal é importante para modelos de estruturas total ou parcialmente submersas, nomeadamente para a determinação do formato mais adequado da estrutura assim como da fundação, por estar relacionado com a frequência de formação de vórtices em torno de obstáculos.

O número de Weber pode ser importante quando a velocidade e o comprimento do modelo são reduzidos, havendo uma prevalência da tensão superficial, como no estudo da rebentação, traduzindo-se este número adimensional como uma relação entre forças de inércia e forças de tensão superficial.

Para a definição das dimensões do modelo, é necessário averiguar as dimensões do protótipo e a disponibilidade de espaço para a construção do modelo físico pretendido. Como uma primeira aproximação, é definida uma escala com dimensões apropriadas, não superior às definidas pela menor das relações:

$$\lambda_l \leq \left( \frac{B_m}{B_p}, \frac{L_m}{L_p} \right) \quad (4.5)$$

sendo  $B$  e  $L$ , respectivamente, o comprimento e a largura das instalações.

Assim resulta para a escala geométrica de um modelo não destorcido:

$$\lambda_l = \frac{B_m}{B_p} \quad (4.6)$$

A escala do tempo cinemático, atendendo a que o período da onda é  $T = L / C$ , é por isso igual a:

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_C} = \frac{\lambda_L}{\sqrt{\lambda_L}} = \sqrt{\lambda_L} \quad (4.7)$$

Este tipo de estruturas tem geralmente uma dimensão reduzida quando comparando com as dimensões de rios e estuários, pelo que podem ser adoptadas escalas relativamente grandes, em geral na ordem de  $1/10 < \lambda_l < 1/50$  sem necessidade de distorção, excepto no caso de se querer estudar o comportamento de fundos móveis.

São habitualmente referidos na bibliografia três tipos de semelhança:

- Semelhança geométrica, quando a relação entre duas dimensões é constante;
- Semelhança cinemática, quando em ambos os sistemas as componentes vectoriais de todos os movimentos são constantes;
- Semelhança dinâmica, quando as componentes vectoriais de todas as forças de ambos os sistemas são constantes.

A verificação de todos os parâmetros adimensionais para todas as forças intervenientes resultaria numa semelhança dinâmica perfeita. No entanto como já foi descrito para o número de Froude e Reynolds, satisfazer alguns destes parâmetros é incompatível com outros, pelo que há necessidade de averiguar quais as forças dominantes ignorando para tal as restantes. Tais considerações vão originar diferenças entre o modelo e o protótipo conhecidas como efeitos de escala.

#### 4.4. RELAÇÕES DE ESCALA

Relação de escala pode ser definida como o quociente entre o valor de uma variável no protótipo e o valor da mesma variável no modelo (Veloso Gomes e Taveira Pinto, 2008).

Em Engenharia Costeira a nomenclatura comum para apresentar as relações de escala é a que se apresenta na seguinte equação.

$$N_x = \frac{\text{Valor de } X \text{ no protótipo}}{\text{Valor de } X \text{ no modelo}} \quad (4.8)$$

O conhecimento das relações de escala é necessário quando são realizados ensaios laboratoriais em modelo com uma dimensão inferior à do protótipo. A utilização das relações de escala correctas permite extrapolar, posteriormente, os resultados para o protótipo.

Contudo, muitas relações de escala não podem ser determinadas de um modo independente, pois resultam de outras escalas. Exemplos dessa particularidade podem ser observados na equação 4.10 onde a área e o volume dependem da escala dos comprimentos.

A relação entre dimensões geométricas, considerando a grandeza aceleração, vem expressa por:

$$L_p = N_l \times L_m \quad (4.9)$$

em que  $L_p$  representa essa dimensão no protótipo,  $L_m$  o valor correspondente no modelo e  $N$  a escala.

Assim obtém-se:

$$A_p = N_l^2 \times A_m \quad \text{e} \quad V_p = N_l^3 \times V_m \quad (4.10)$$

para a área e volume,  $A$  e  $V$ , respectivamente.

A relação de escala para a velocidade é dada por:

$$\left(\frac{U^2}{gL}\right)_m = \left(\frac{U^2}{gL}\right)_p \Rightarrow \frac{U_p}{U_m} = \frac{\sqrt{gl_p}}{\sqrt{gl_m}} \Rightarrow N_U = \sqrt{N_l} \quad (4.11)$$

para o tempo:

$$N_t = \frac{N_l}{N_U} = \frac{N_l}{N_l^{1/2}} \Rightarrow N_t = \sqrt{N_l} \quad (4.12)$$

para a massa:

$$N_M = N_\rho N_V \Rightarrow N_M = N_\rho N_l^3 = 1 \times N_l^3 \quad (4.13)$$

para a força:

$$N_F = N_M N_a \Rightarrow N_F = N_\rho N_l^3 \Rightarrow N_F = N_l^3 \quad (4.14)$$

para a força por unidade de comprimento:

$$F_p/L_p = N_l^2 \times F_m/L_m \quad (4.15)$$

para as pressões, sendo uma força por unidade de área:

$$P_p = N_l \times P_m \quad (4.16)$$

## 4.5. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

### 4.5.1. INTRODUÇÃO

O programa de ensaios laboratoriais de caracterização de cada um dos materiais permite a determinação das relações de escala para cada uma das dez propriedades estudadas. As relações de escala são determinadas de acordo com as forças dominantes em cada procedimento de ensaio. Nesta secção do trabalho, são determinadas as relações de escala entre as propriedades dos materiais constituintes dos geocontentores do modelo e do protótipo.

### 4.5.2. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DOS GEOTÊXTEIS

#### 4.5.2.1. Espessura

O valor médio da espessura determinado no Capítulo 3 para o geotêxtil GTM foi de 3,06 mm e para o geotêxtil GTP o valor médio obtido foi de 6,24 mm. A relação de escala para a propriedade espessura do material é uma grandeza de comprimento.

$$N_l = \frac{6,24}{3,06} = 2,04 \quad (4.17)$$

#### 4.5.2.2. Massa por unidade de área

A massa por unidade de área apresentou para os 10 provetes ensaiados do geotêxtil GTM um valor médio de 291 g/m<sup>2</sup>. Para o geotêxtil GTP o valor homólogo foi de 1162 g/m<sup>2</sup>. A massa volúmica dos geotêxteis não se encontra especificado na ficha técnica dos materiais, pelo que admitindo uma massa volúmica idêntica para os dois materiais, a relação de escala é dada por:

$$N_{m'} = \frac{N_M}{N_A} = \frac{N_\rho N_V}{N_A} = N_\rho N_l \Rightarrow N_l = \frac{1162}{291} = 3,99 \quad (4.18)$$

#### 4.5.2.3. Resistência à tracção

A resistência por unidade de comprimento é dada pelo factor de escala  $\lambda^2$ . Para a direcção de fabrico dos geotêxteis intactos estudados, a força máxima obtida por unidade de comprimento foi de 18,05 kN/m para o geotêxtil GTM e de 38,62 kN/m para o geotêxtil GTP.

$$N_F = N_l^2 = \frac{38,62}{18,04} \Rightarrow N_l = 1,46 \quad (4.19)$$

Para a direcção perpendicular à direcção de fabrico:

$$N'_F = N_l^2 = \frac{58,55}{31,88} \Rightarrow N'_l = 1,36 \quad (4.20)$$

A relação de escala da força por unidade de comprimento é um parâmetro de resistência que, de acordo com a semelhança de Froude é igual a  $N_l^2$ . Logo um ensaio em modelo à escala reduzida (1:12) como o que se realizou no tanque de ondas do SHRHA da FEUP deveria possuir para o estudo das propriedades resistentes do material, geocontentores fabricados com geotêxteis cuja capacidade resistente deveria ser 0,69 % da resistência do geotêxtil do protótipo. Isso implicaria neste caso e para a direcção do geotêxtil que apresenta menor resistência à tracção, uma capacidade resistente máxima de 0,264 kN/m.

A relação de escala do modelo origina valores muito reduzidos de resistência e do módulo de elasticidade do geotêxtil constituinte do geocontentor. Na prática é muito difícil construir modelos dos geocontentores com um material tão frágil. É deste modo desejável escolher outro método para a determinação da escala que permita a utilização de geotêxteis com maior resistência.

#### 4.5.2.4. Resistência ao punçoamento dinâmico

A relação de escala relativa ao punçoamento dinâmico não é possível de determinar uma vez que o geotêxtil GTP não registou perfuração. Para ser possível obter essa relação, teriam de ser realizadas alterações ao procedimento de ensaio normalizado de modo a que fosse registado punçoamento em ambos os provetes e assim fosse possível o cálculo da relação entre as aberturas obtidas.

#### 4.5.2.5. Resistência ao punçoamento estático

A resistência ao punçoamento estático para provetes intactos do geotêxtil GTM e do geotêxtil GTP foi de 4,11 kN e de 8,49 kN, respectivamente.

Aplicando a relação de semelhança da força, obtém-se:

$$N_P = N_l^3 = \frac{8,49}{4,11} \Rightarrow N_l = 1,27 \quad (4.21)$$



#### 4.5.2.6. Resistência ao rasgamento

A relação de escala para a força de rasgamento será igual a  $N^3$ . Os valores obtidos na caracterização dos provetes intactos foram de 0,612 kN para o geotêxtil GTM na direcção de fabrico e 0,430 kN na direcção perpendicular à direcção de fabrico. Por outro lado o geotêxtil GTP registou 1,287 kN na direcção de fabrico e 0,921 kN na direcção perpendicular à de fabrico. Aplicando a mesma razão de semelhança vem para a direcção de fabrico:

$$N_R = N_l^3 = \frac{1,287}{0,612} \Rightarrow N_l = 1,28 \quad (4.22)$$

e para a direcção perpendicular à direcção de fabrico:

$$N'_R = N_l^3 = \frac{0,921}{0,430} \Rightarrow N'_l = 1,29 \quad (4.23)$$

#### 4.5.2.7. Dimensão característica das aberturas

Os resultados obtidos para os três provetes de cada um dos geotêxteis revelaram que a dimensão característica das aberturas é muito aproximada. O geotêxtil GTM registou uma dimensão característica das aberturas de 100,1  $\mu\text{m}$  e o geotêxtil GTP 95,2  $\mu\text{m}$  de dimensão característica das aberturas. O parâmetro em causa é um comprimento, logo a relação de escala será igual a:

$$N_\phi = N_l = \frac{95,2}{100,1} \Rightarrow N_l = 0,95 \quad (4.24)$$

#### 4.5.2.8. Permeabilidade à água normal ao plano

O índice de velocidade para uma perda de carga de 50 mm ( $VI_{H50}$ ) para o geotêxtil GTM apresenta um valor médio de 63,44 mm/s enquanto, o geotêxtil mais espesso GTP apresentou 16,91 mm/s de índice médio de velocidade para uma perda de carga de 50 mm. A permissividade por outro lado para o geotêxtil GTM apresenta um valor médio de 1,27  $\text{s}^{-1}$  e para o geotêxtil GTP 0,34  $\text{s}^{-1}$ . Admitindo o escoamento laminar como referido no capítulo 3 para a aplicação da lei de Darcy, implica que terá que se admitir que o escoamento através do geotêxtil também é laminar para o protótipo submetido à acção das ondas e assim ser possível aplicar a semelhança de Froude.

A escala da velocidade e do tempo pela semelhança de Froude é a raiz quadrada da escala dos comprimentos, logo a relação de escala para o índice de velocidade e permissividade é dada por:

$$N_{VI_{H50}} = \sqrt{N_l} = \frac{16,91}{63,44} \Rightarrow N_l = 0,07 \quad (4.25)$$

$$N_{\psi} = \sqrt{N_l} = \frac{0,34}{1,27} \Rightarrow N_l = 0,07 \quad (4.26)$$

#### 4.5.2.9. Permeabilidade à água no plano

A permeabilidade à água no plano do geotêxtil é obtida para uma determinada tensão e gradiente hidráulico. A sua relação com a escala dos comprimentos é dada por:

$$N_{\theta} = N_l^{1,5} \quad (4.27)$$

Nos Quadros 4.1 e 4.2 apresentam-se as relações de escala obtidas para as duas direcções.

Quadro 4.1 – Relação de escala para a permeabilidade à água no plano do geotêxtil na direcção de fabrico.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
GTM	5,39E-07	5,33E-06	–	7,26E-07	–	4,01E-07
GTP	1,02E-06	9,89E-06	4,09E-07	3,37E-06	2,02E-07	1,83E-06
$N_l$	1,53	1,51	–	2,78	–	2,75

Quadro 4.2 – Relação de escala para a permeabilidade à água no plano do geotêxtil na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

Provete	Coeficiente hidráulico $q_{\text{stress/gradient}}$ (l/m.s)					
	$q_{20/0,1}$	$q_{20/1,0}$	$q_{100/0,1}$	$q_{100/1,0}$	$q_{200/0,1}$	$q_{200/1,0}$
GTM	1,05E-06	1,02E-05	–	1,45E-06	–	5,64E-07
GTP	9,39E-07	1,01E-05	4,03E-07	4,00E-06	2,23E-07	2,03E-06
$N_l$	0,93	0,99	–	1,97	–	2,35

#### 4.5.2.10. Propriedades relativas à durabilidade por abrasão

As propriedades relativas à durabilidade por abrasão são avaliadas pela perda da resistência à tracção. Como é uma grandeza adimensional, a relação de escala apresentada refere-se apenas ao valor obtido no ensaio tracção-extensão para os provetes submetidos à abrasão.

$$N_a = N_l^2 = \frac{39,44}{16,49} \Rightarrow N_l = 1,55 \quad (4.28)$$

Para a direcção perpendicular à direcção de fabrico:

$$N'_a = N_l'^2 = \frac{60,22}{29,24} \Rightarrow N'_l = 1,44 \quad (4.29)$$

## 4.5.3. ANÁLISE COMPARATIVA DE RESULTADOS

Os resultados obtidos da análise das relações de escala realizados encontram-se na Figura 4.2, onde se pode constatar que os resultados na sua grande maioria são muito próximos da unidade, ou seja as propriedades do material utilizado no modelo são muito semelhantes às propriedades do material utilizado no protótipo. Isso significa que o geotêxtil utilizado no modelo, apresenta características mais aproximadas às características do protótipo do que às características do modelo.

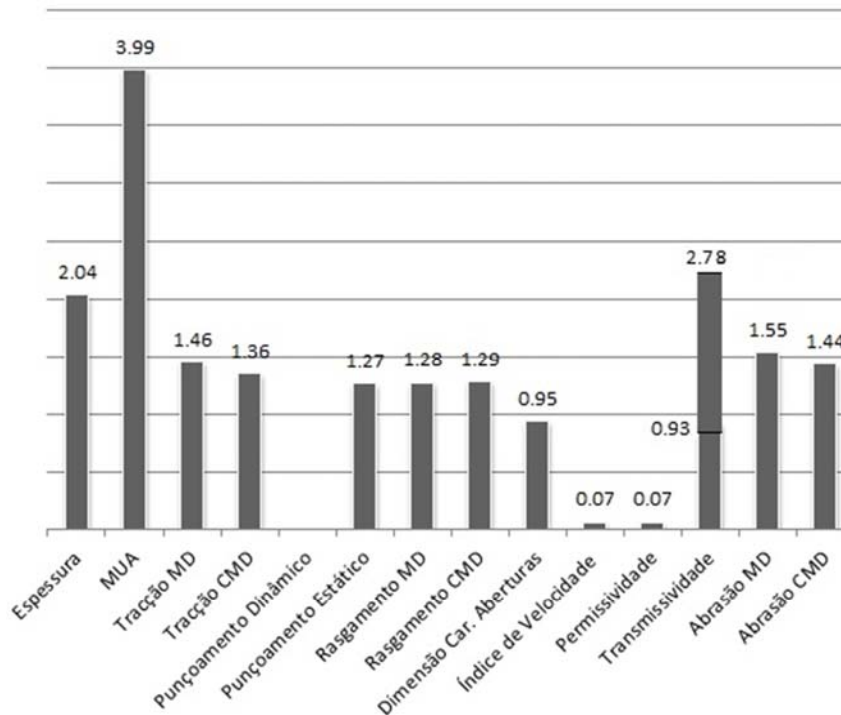


Figura 4.2 - Resultados das relações de escala determinadas para cada uma das propriedades dos geotêxteis.

A propriedade que mais se distanciou da unidade foi a massa por unidade de área, apresentando uma relação de escala de 3,99. Por outro lado, a propriedade que mais se aproximou da unidade foi a dimensão característica das aberturas com 0,95. Os valores referentes à relação de escala para a transmissividade são apresentados na Figura 4.2 num intervalo de valores que varia de 0,93 a 2,78.

A permissividade e o índice de velocidade apresentam um valor inferior à unidade com 0,07 devido a dois factores primordiais, a espessura e a dimensão característica das aberturas. A espessura é sensivelmente metade no geotêxtil utilizado no modelo em comparação com o geotêxtil utilizado no protótipo. As aberturas por onde a água pode fluir através do geotêxtil, possuem sensivelmente as mesmas dimensões em ambos os geotêxteis, logo para a mesma perda de carga é natural que a água tenha menor dificuldade em atravessar o geotêxtil menos espesso.

As propriedades do material como a resistência à tracção, resistência ao rasgamento que foram ensaiadas em ambas as direcções e a resistência ao punçoamento estático possuem relações de escala muito similares, pelo que é possível concluir que, para essas propriedades, terão aproximadamente o mesmo comportamento no modelo.

Pelas razões referidas no subcapítulo referente às relações de escala, não é possível apresentar valores referentes ao punçoamento dinâmico.

#### 4.5.4. RELAÇÕES DE ESCALA ASSOCIADAS ÀS PROPRIEDADES DAS AREIAS

Na definição da areia média do protótipo, não foi considerada no Quadro 3.36 a componente situada junto ao mar apresentada no Capítulo 3, por ser uma zona sujeita a agitação marítima e às marés onde nem sempre as máquinas têm possibilidade de operar. A curva média resultante apresenta uma granulometria mais fina passando o percentil de distribuição ( $D_{50}$ ) a apresentar 0,486 mm ao invés dos 0,586 mm ao se considerar as amostras recolhidas junto ao mar. No Quadro 4.3 é possível verificar que a areia do modelo é pior graduada que a areia do protótipo. A relação de escala para a distribuição granulométrica das areias é dada por:

$$L_p = N_l \times L_m \quad (4.30)$$

Verifica-se pelas relações de escala apresentadas no Quadro 4.3 que cada percentil de distribuição granulométrica possui relações de escala distintas, sendo no entanto apresentando valores próximos das relações de escala apresentadas pelos geotêxteis, para as diferentes propriedades analisadas.

Quadro 4.3 – Percentil da distribuição granulométrica,  $D_n$  e relação de escala.

Percentil da distribuição granulométrica $D_n$ (%)	Areia do modelo	Areia média do protótipo	Relação de escala $\lambda_l$
$D_{85}$	0,336	0,964	2,87
$D_{50}$	0,273	0,486	1,78
$D_{40}$	0,255	0,316	1,24
$D_{35}$	0,246	0,244	0,99
$D_{15}$	0,198	0,310	1,57
$D_{10}$	0,186	0,285	1,53

## 4.6. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À MODELAÇÃO FÍSICA DE GEOCONTENTORES

### 4.6.1. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AOS GEOTÊXTEIS

Quintela (2007) refere que os efeitos de escala devidos à transposição dos resultados do modelo para o protótipo pela não consideração das forças de viscosidade, são tanto maiores quanto a escala geométrica mais se afastar da unidade. O autor acrescenta ainda que esse efeito de escala, por não serem reproduzidas adequadamente as forças de viscosidade, condiciona o limite inferior da escala geométrica a adoptar para o modelo reduzido.

Os resultados dos ensaios laboratoriais revelaram que as relações de semelhança entre os geotêxteis ensaiados são muito próximas da unidade, sendo o valor superior mais afastado da unidade, o relativo à massa por unidade de área. As relações de semelhança da permissividade e do índice de velocidade apresentam um valor muito inferior à unidade.

Assim, no caso dos materiais utilizados no modelo em análise, verifica-se uma grande aproximação entre as características dos materiais do modelo e do protótipo. Este facto produzirá inevitavelmente efeitos de escala para todas as propriedades específicas do material, assim como para o comportamento global da estrutura em termos de estabilidade, permeabilidade e resistência.

Taveira Pinto (2002) salienta no entanto que uma preocupação excessiva relativamente aos efeitos de escala associados a um estudo experimental, será despropositada se existirem erros, imprecisões e outros factores com maior impacto em relação a um correcto dimensionamento de uma estrutura marítima. Essa preocupação deve também depender do objectivo do estudo.

As relações de escala são condicionadas em primeira instância pelos ensaios de caracterização dos materiais, sendo fundamental perceber as forças mais importantes a que os materiais são submetidos e qual a influência que as condições de ensaio terão nos resultados obtidos.

Os ensaios de caracterização como a massa por unidade de área e espessura, não influenciam os resultados obtidos para o material do modelo e do protótipo. Este facto deve-se à existência de forças desprezáveis aplicadas sobre o material, não se esperando que altere os resultados do ensaio. Noutros procedimentos, a variação das condições de ensaio modificam os resultados obtidos, como constatou Vieira (2008) que realizou uma série de ensaios (com 5 provetes) de um geocompósito com velocidade de deformação 10 vezes inferior à velocidade estabelecida na norma NP EN ISO 10319. A comparação das curvas médias dos ensaios para velocidades de deformação de 20%/minuto e de 2%/minuto revelou que com a redução da velocidade de deformação, conseguiu-se um ligeiro acréscimo da força máxima (2,2%) e um aumento da extensão (Figura 4.3).

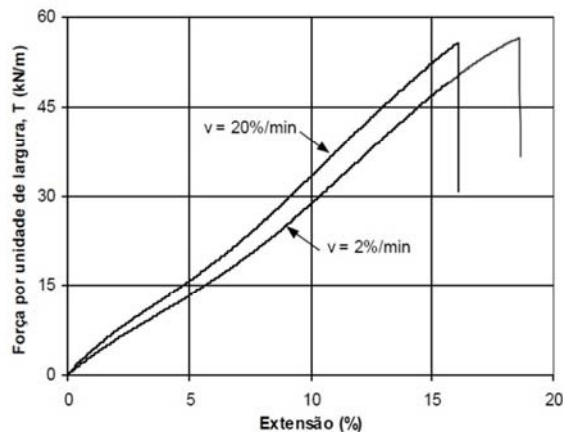


Figura 4.3 - Efeito da velocidade de deformação no comportamento do geocompósito.

Assim, no procedimento experimental de determinação da resistência à tracção, rasgamento, punçoamento estático, punçoamento dinâmico, transmissividade, permissividade, e abrasão, as forças que interagem com o material influenciam directamente o resultado obtido.

No caso particular do punçoamento dinâmico, o cone metálico que promove a perfuração do geotêxtil, pesa 1000 g e é libertado de uma altura de 500 mm em ambos os geotêxteis. Quando se deseja analisar os resultados à escala, tem que se impor uma condição de ensaio em que a força resultante sobre o material de modelo seja equivalente para a escala utilizada. Heibaum (2010) para contornar esta situação realizou ensaios de punçoamento dinâmico, onde simulava a colisão de rochas com o geotêxtil, fazendo variar o peso do cone e a altura a que o cone é libertado para obter uma determinada energia de impacto sobre o geotêxtil de acordo com a dimensão da rocha que pretende simular (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Dispositivo de simulação do punçoamento dinâmico (adaptado de Heibaum, 2010)

A tensão normal de confinamento no ensaio de permeabilidade no plano do geotêxtil, assim como os dois gradientes hidráulicos do ensaio teriam que ser ajustados à escala dos materiais, pois as forças a que o material estará sujeito no modelo são distintas das forças a que o material estará sujeito em obra. A permeabilidade à água perpendicular ao plano do material é também influenciada, como se pode verificar pelo valor resultante da relação de escala ser inferior à unidade. Neste ensaio, a perda de carga tem de ser ajustada para valores inferiores no modelo e o material deverá possuir aberturas com uma dimensão apropriada. Na Figura 4.5 é possível verificar a diminuição da permeabilidade através do geotêxtil com o aumento da pressão exercida. É uma simulação realizada no ensaio de permeabilidade no plano do geotêxtil, mas o mesmo não se verifica no ensaio de permeabilidade à água na direcção perpendicular ao plano do geotêxtil, onde apesar de comparativamente, ser menos afectada, não deixa de ser representativa.

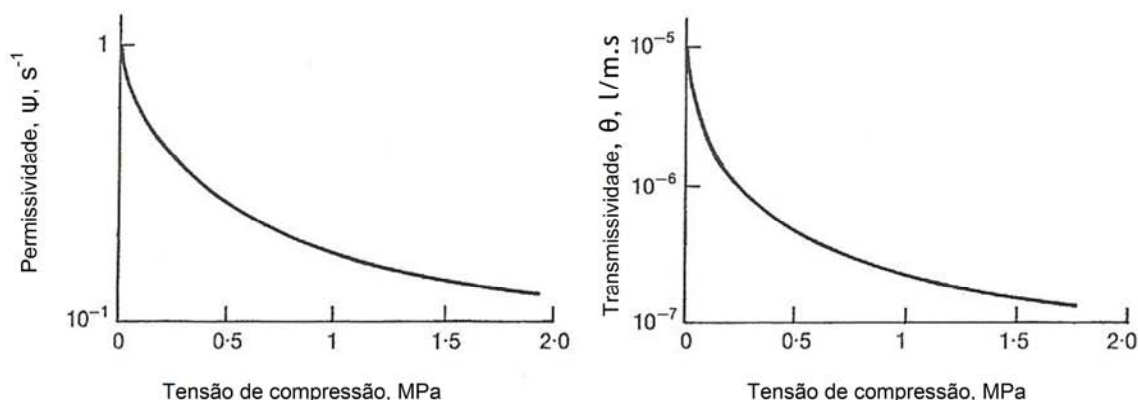


Figura 4.5 - Efeito da compressão na permissividade e na transmissividade de um geotêxtil não tecido agulhado (adaptado de Shukla, 2002 por Moreira, 2009).

Estes dois ensaios de avaliação da permeabilidade dos geotêxteis carecem de rigor, pela razão de não simularem o contacto do solo com o geotêxtil que pode fazer diminuir ao longo do tempo a permeabilidade do geotêxtil por obstrução dos seus poros pelas partículas finas dos solos.

Os três mecanismos de obstrução mais comuns são a blocagem, a cegueira e a colmatação (Figura 4.6). A blocagem das aberturas do geotêxtil ocorre pela migração das partículas do solo e ocorre quando as partículas de dimensão maior ou igual à dimensão das aberturas dos poros ficam retidas nessas mesmas aberturas. A cegueira ocorre quando o material fino do solo se vai depositando entre o material de maior granulometria, originando uma região de baixa permeabilidade. A colmatação do geotêxtil é provocada por elevados níveis de actividade biológica como algas marinhas e moluscos, muito comuns na orla costeira, assim como pela precipitação de sais no interior do material de filtragem formando sólidos que podem afectar em muito as propriedades hidráulicas.

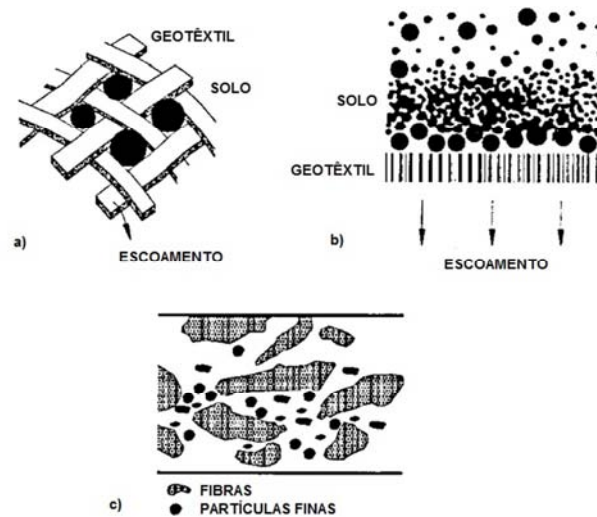


Figura 4.6 – Fenómenos que diminuem a permeabilidade dos geotêxteis: a) blocagem; b) cegueira e c) colmatação (adaptado de das Neves, 2003).

Neste sentido, foram já desenvolvidos equipamentos que permitem a avaliação das alterações de permeabilidade e ocorrência dos fenómenos ilustrados na Figura 4.6, nomeadamente pelo US Army Corps of Engineers.

Por fim no procedimento experimental onde se determinam as propriedades relativas à durabilidade por abrasão, onde a acção abrasiva sobre os dois materiais é a mesma durante o ensaio. É de fácil constatação que o desgaste do material é muito diferente quando os materiais são submetidos a acções no modelo e no protótipo. A tensão normal sobre o material é distinta no modelo e no protótipo, variando assim o desgaste por abrasão a que o material está sujeito. Forçosamente tem que se adequar o material abrasivo e a tensão normal, para que este ensaio correspondesse a uma aproximação à escala da acção exercida sobre o material de protótipo. O número de ciclos de ensaio que se cifra em 750 ciclos, também teria de ser ajustado à relação de escala pretendida.

Para ser possível analisar os efeitos de escala relativos ao material geotêxtil, seria necessário proceder a ensaios em materiais fabricados com o mesmo polímero, idêntico processo de fabrico e espessuras progressivamente inferiores para que, por extrapolação de resultados, fosse possível determinar a relação de escala a partir da qual com a diminuição da escala a variação de determinada propriedade do geotêxtil se afaste do padrão de resultados até aí obtidos.

## 4.6.2. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AO ENCHIMENTO DOS GEOCONTENTORES

A selecção do material de enchimento dos geocontentores, não obedeceu a um critério de relações de escala específico, tendo sido efectuada uma escolha empírica por um material de granulometria muito fina, já existente no laboratório e seleccionada com outros objectivos que não o enchimento de geocontentores. A principal preocupação no momento da utilização do material existente prendeu-se com o comportamento não coesivo do material quando este se encontra saturado. Caso a areia escolhida fosse coesiva, durante o procedimento experimental no tanque de ondas poderiam ser observados efeitos de escala relativos à permeabilidade da estrutura e à dissipação de energia para o interior do geocontentor pela formação na zona frontal do geocontentor de uma película coesa de solo. Outro fenómeno passível de ocorrer seria a acumulação de areia na parte posterior do geocontentor por arrastamento de solo no momento do embate das ondas, e no refluxo a areia não regressaria à zona frontal do geocontentor, comprometendo a geometria e funcionamento do modelo.

O material granular a utilizar no interior do geocontentor, ao contrário do perfil de praia, não necessita de possuir determinadas propriedades, como por exemplo, não ficar em suspensão na água devido às ondas. O confinamento no geocontentor permite utilizar uma grande variedade de materiais não coesivos que podem ser preparados de modo a que a permeabilidade global e o peso total do geocontentor sejam os definidos pela escala do ensaio.

Veloso Gomes e Taveira Pinto (2008) apresentam no Quadro 4.4 materiais leves utilizados em modelos reduzidos de hidráulica marítima para avaliar o comportamento de fundos móveis.

Quadro 4.4 – Materiais leves utilizados em modelos reduzidos  
(adaptado de Bettess, 1990 por Veloso Gomes e Taveira Pinto, 2008).

Densidade Relativa	Material
1.0 a 1.1	Poliestireno, Serradura com asfalto
1.1 a 1.2	Nylon, PVC, Madeira
1.2 a 1.3	Baquelite, PVC
1.3 a 1.4	Baquelite, Carvão, Casca de noz

A densidade relativa consiste na relação entre a massa do material e a massa de igual volume de água, a uma temperatura padrão. Em termos comparativos uma areia possui uma densidade relativa de aproximadamente 1,8.

Bezuijen e Van Steeg (2010), referem que as fórmulas de dimensionamento conhecidas para geocontentores são provenientes dos modelos à escala de Pilarczyk (2000), no entanto Venis (1968) adverte para as possíveis dificuldades em realizar modelos. Lawson (2008) refere nove mecanismos de falha mecânica, dos quais seis estão relacionados com esforços externos como o deslizamento, o derrube, deslizamento por cunha, deslizamento rotacional, erosão da fundação e assentamento da fundação. Os três mecanismos de falha interna são: a rotura do geotêxtil, a saída de solo do geocontentor e a deformação do solo contido no geocontentor.

Quase esquecido na história, ficou um décimo mecanismo de falha descrito por Venis (1968). Venis realizou ensaios com geocontentores a diversas escalas. Sob a acção de um fluxo de água, nos geocontentores maiores, constatou que o momento em que os geocontentores começavam a mover-se era quase independente da escala do modelo. À velocidade a que deu o nome de  $u_{crit}$ , a areia no interior do geocontentor torna-se instável concluindo que o número de Froude não é aplicável a algumas destas estruturas devido a este fenómeno (Figura 4.7).



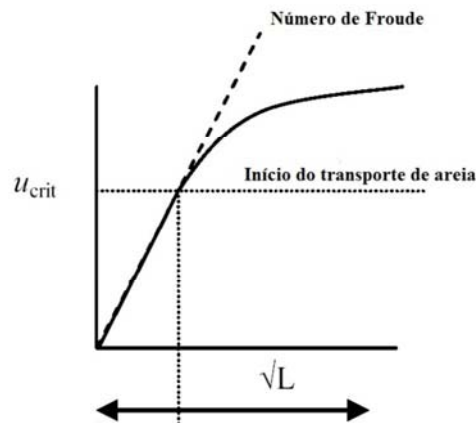


Figura 4.7 – Relação do movimento de areia no geocontentor com o número de Froude.

#### 4.6.3. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS À ESTABILIDADE DA ESTRUTURA

Pilarczyk (2000), realizou ensaios em modelo reduzido de onde apresentou fórmulas de estabilidade global da estrutura. Os parâmetros de estabilidade considerados são normalmente baseados no número de Froude como por exemplo:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \text{constante} \quad \text{ou} \quad \frac{H_s}{\Delta b} = \text{constante} \quad (4.31)$$

onde  $H_s$  corresponde à altura de onda significativa,  $b$  a largura do geocontentor,  $D$  a altura e  $\Delta$  a densidade relativa dos geocontentores ( $(\rho_{\text{areia}} - \rho_{\text{água}})/\rho_{\text{água}}$ ), com  $\rho$  a representar a densidade. Estes parâmetros no entanto não incluem a deformação dos geocontentores nem o movimento da areia que ocorre no seu interior. Recio e Oumeraci (2009) apresentam fórmulas que incluem a deformação dos elementos. Foi descrito um mecanismo em que as areias se movimentam, permitindo que parte do geocontentor possa ser movimentado provocando o colapso no geotêxtil.

Bezuijen e Van Steeg (2010) após diversos ensaios realizados em grande escala, verificaram que a estabilidade dos geocontentores foi inferior à esperada pelas fórmulas, devido ao transporte de areia que relatava Venis (1968), pelo que estes autores concluíram que o número de Froude e alguns parâmetros dimensionais não podem ser aplicados a todos os casos. Verificaram também que a velocidade crítica possivelmente é independente da escala do modelo, o que implica que o fenómeno tem sempre uma relação de escala de 1:1 em modelo e em protótipo. Isto não implica que o movimento de areia no interior de um geocontentor não seja dependente de outros factores como sejam os materiais utilizados e a forma do geocontentor.

Oumeraci *et al.* (2002) realizaram ensaios em modelo para avaliar a estabilidade hidráulica de geocontentores de geotêxtil não tecido agulhado utilizados para o reforço de dunas. O objectivo principal desse estudo seria determinar uma fórmula de dimensionamento para ondas de tempestade. Os ensaios foram realizados com geocontentores de 25 e 150 l para ser possível identificar eventuais efeitos de escala. De facto, pela comparação dos resultados entre os geocontentores é possível verificar que os geocontentores mais pequenos são ligeiramente mais estáveis, indicando um ligeiro efeito de escala.

#### 4.6.4. EFEITOS DE ESCALA ASSOCIADOS AO FLUIDO

Os geocontentores utilizados na protecção costeira contactam com água do mar, cujo peso volúmico é superior ao peso volúmico da água doce utilizada geralmente nos modelos reduzidos conduzidos em laboratório, por motivos relacionados com a maior propensão para a oxidação dos componentes.

A escala do peso volúmico do fluído é dada por:

$$N_{\gamma_{fluído}} = \frac{\gamma_{W\ sal}}{\gamma_{Wdoce}} = \frac{10,25}{10,00} = 1,025 \quad (4.32)$$

A escala do peso volúmico submerso dos geocontentores é dada por:

$$N'_{\gamma} = \frac{\gamma_p - \gamma_{W\ sal}}{\gamma_m - \gamma_{Wdoce}} \quad (4.33)$$

Apesar de serem valores muito próximos da unidade, para as grandezas dependentes da massa volúmica do fluído como é o caso da força, massa e pressão, onde é habitual considerar o mesmo fluído no modelo e no protótipo. Na realidade existe um pequeno efeito de escala inerente a essa simplificação.

#### 4.7. PROCEDIMENTO DE SELECÇÃO DO MATERIAL PARA O MODELO

O desenvolvimento de um modelo reduzido, onde seja objectivo o estudo do comportamento dos materiais constituintes dos geocontentores, requer a selecção de materiais que consigam apresentar relações de escala adequadas para cada uma das propriedades que se deseja avaliar no modelo, de modo a permitir a extrapolação de resultados para o protótipo.

Como foi anteriormente mencionado, os materiais com relações de escala para a resistência à tracção da ordem da escala geométrica, revelam-se muito frágeis e de difícil trabalhabilidade, no entanto, para o estudo de outras propriedades como a permeabilidade pode ser seleccionado um material que possua uma boa resistência mecânica, permitindo o manuseamento, e uma permeabilidade equivalente que permitiria avaliar essa propriedade.

A grande variedade de geotêxteis existente no mercado possibilitaria a escolha de determinado material com as características pretendidas ao invés de se realizar a compra de materiais específicos e logo mais caros uma vez que a quantidade de material necessária para realizar um modelo à escala reduzida é diminuta.

A escolha de determinado material para utilização em modelo implica em primeiro lugar o conhecimento das propriedades do material de protótipo e a definição das forças importantes em cada ensaio de caracterização. Sabendo a escala do modelo, limitada pelas dimensões do tanque de ondas, é possível saber as características que o material de modelo terá de possuir para que determinada propriedade reproduzida em modelo, possa ser extrapolada para o protótipo com resultados mais fidedignos.

Como as diferentes propriedades de um determinado material podem não possuir relações de escala semelhantes, pode ser necessário abdicar no estudo de determinada propriedade. A solução será ensaiar outro modelo com outro material que corresponda à propriedade pretendida para que seja possível extrapolar esses valores para o protótipo, ou então assumir uma gama de relações de escala média para as propriedades em análise, mas aí com maiores reservas relativamente à extrapolação de resultados para o protótipo.

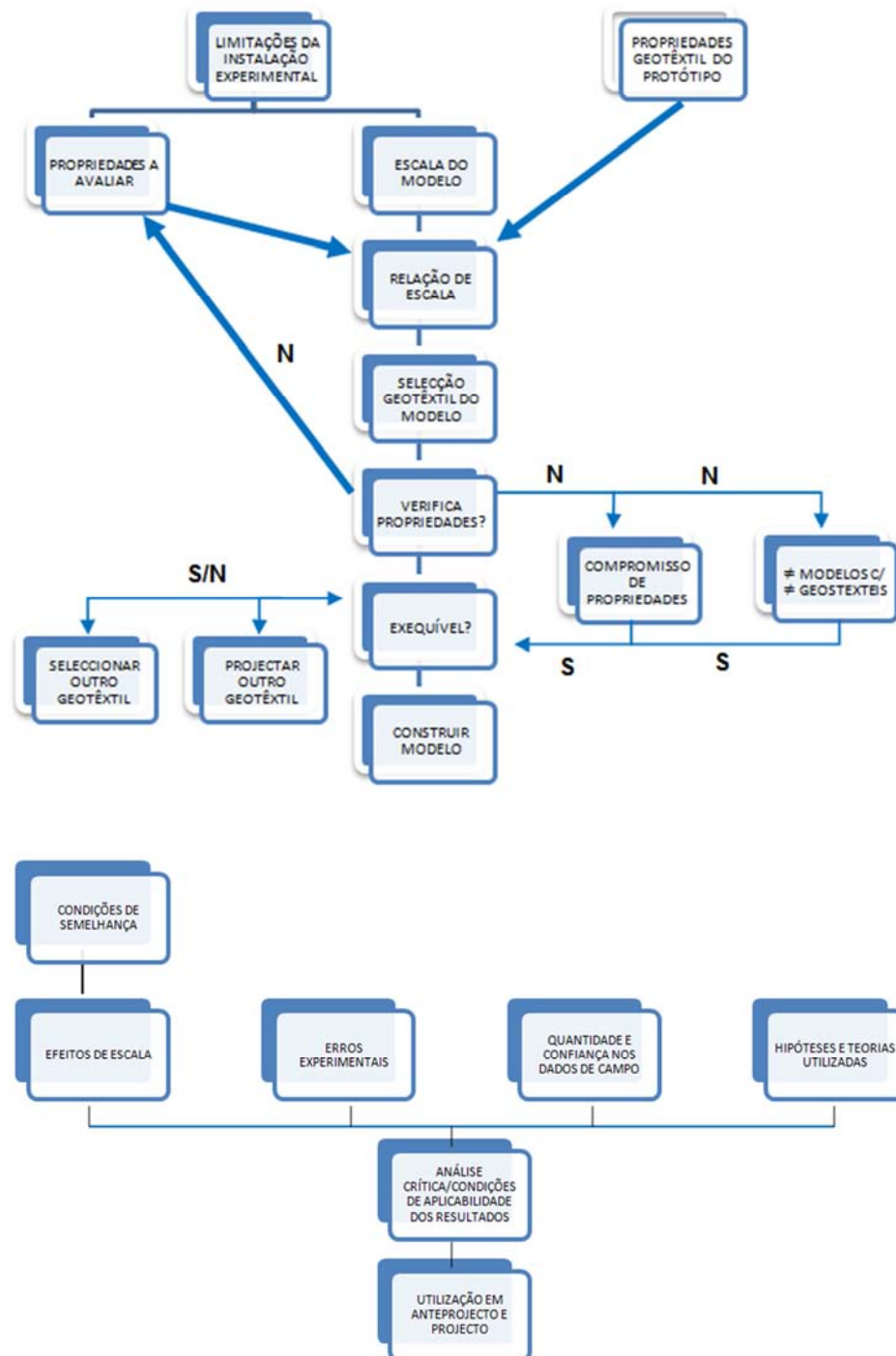


Figura 4.8 – Processo de dimensionamento de modelos reduzidos com geocontentores e aplicabilidade.



# 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A questão que se encontra recorrentemente referida na bibliografia relaciona-se com a incerteza sobre o comportamento de obras de defesa costeira com geossintéticos sob acções hidrodinâmicas de elevada energia.

São de um modo geral uma solução com aceitação, embora a incerteza comportamental levante algumas reservas, o que na dúvida significa a opção por soluções mais tradicionais com provas dadas. Assim é importante aprofundar o conhecimento já adquirido sobre o comportamento global da estrutura relativo a modos de rotura, permeabilidade global da estrutura e esforços desenvolvidos durante a colocação em obras por ensaios realizados em modelo reduzido, sendo igualmente importante a aposta na investigação sobre o comportamento dos materiais no modelo para que se possa extrapolar resultados de uma forma mais económica para o protótipo e em paralelo se obtenha uma melhor modelação.

De acordo com os objectivos desta dissertação, foram realizados ensaios no Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LGS-FEUP) com o propósito de determinar os possíveis efeitos de escala entre um material geotêxtil não tecido agulhado utilizado no protótipo e um material geotêxtil não tecido agulhado utilizado no modelo reduzido construído no Laboratório de Hidráulica da (LH-FEUP).

A extensa investigação experimental realizada revelou que a maioria das propriedades dos constituintes dos geocontentores (geotêxtil e areia), das quais foi possível estabelecer a relação de escala, apresentaram características muito semelhantes ao material de protótipo, ao invés de se aproximar das características pretendidas para a possível simulação das propriedades dos materiais à escala definida de 1:12.

Muitas das conclusões obtidas com esta dissertação foram já apresentadas ao longo dos Capítulos 3 e 4. A comparação dos resultados obtidos com os da bibliografia da especialidade teria sem dúvida enriquecido este trabalho, no entanto até ao momento ainda não teria sido publicada investigação na área.

É importante realçar que a realização dos ensaios segundo as normas em vigor para ambos os materiais, não permitiu a obtenção da relação de escala no ensaio de punçoamento dinâmico onde o geotêxtil GTP não foi perfurado ao contrário do geotêxtil GTM.

Os restantes ensaios decorreram conforme o previsto, tendo sido desenvolvido um novo procedimento que permitiu a realização de ensaios de abrasão com geotêxteis mais flexíveis.

Dos ensaios de espessura e massa por unidade de área foi possível concluir que os geotêxteis ensaiados para essas propriedades possuem pouca variabilidade.

Dos ensaios de tracção foi possível concluir que ambos os geotêxteis ensaiados possuem uma maior capacidade resistente na direcção perpendicular à direcção de fabrico.

O punçoamento estático originou alguma variabilidade de resultados (mais de 5%), tendo sido necessário efectuar o procedimento para cinco provetes adicionais de acordo com a norma.

A dimensão característica das aberturas em ambos os materiais verificou-se ser muito semelhante, tendo sido determinada pelo método da peneiração húmida.

Os resultados da permeabilidade normal ao plano revelaram a maior permeabilidade do geotêxtil utilizado no modelo.

No ensaio relativo à perda de resistência por abrasão ocorreram os resultados porventura mais inesperados, que traduzem um aumento da capacidade resistente relativamente aos provetes intactos.

Os possíveis efeitos de escala discutidos no Capítulo 4 são mais numerosos do que inicialmente se previa, revelando a pertinência do tema desenvolvido no decorrer do presente trabalho e a importância que pode ter no futuro desenvolvimento de modelos reduzidos para estas estruturas.

Os efeitos de escala não podem constituir uma preocupação sobrevalorizada face a outros problemas, possivelmente mais graves, com que se debate o projectista de uma obra marítima. Não devem no entanto deixar de ser uma preocupação do experimentador e do projectista (Veloso Gomes, 1981).

## **5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Na sequência do trabalho que agora termina, perspectivam-se os seguintes estudos futuros:

- 1 – Desenvolver uma base de dados com informação sobre as características de geotêxteis comerciais para aplicar ao sistema de decisão descrito em 4.7.
- 2 – Desenvolver uma metodologia de ensaio onde sejam previstas relações de escala para as forças mais importantes envolvidas durante os ensaios de caracterização dos materiais.
- 3 – Realização de ensaios tipo Los Angeles de abrasão em geotêxteis para simulação da interacção solo-geotêxtil e do movimento do solo no interior do geocontentor.
- 4 – Realização de ensaios de permeabilidade com interacção solo-geotêxtil.
- 5 – Realização de ensaios de corte directo para simulação das interfaces solo-geotêxtil, geotêxtil-geotêxtil.
- 6 – Construir modelos a diferentes escalas, para avaliação de efeitos de escala.
- 7 – Construir modelos à escala real para ser possível estabelecer correlações entre valores experimentais e de protótipo, face às limitações e simplificações inerentes a qualquer modelo físico.
- 8 – Modelar geocontentores com diferentes materiais de enchimento.

9 – Observação de estruturas existentes e utilização de resultados nos modelos, para ser possível estabelecer correlações entre valores experimentais e de protótipo, face às limitações e simplificações inerentes a qualquer modelo físico.





## Bibliografia

- Aminti, P. L., Mori E. e Fantini P. (2010). *Submerged barrier for coastal protection application built with tubes in geosynthetics of big diameter in Tuscany*. 9a. Conferência Internacional em Geossintéticos, 23 a 27 de Maio de 2010, Guarujá, pp 1235-1240, IGS, São Paulo.
- Antunes do Carmo, J. S. (2004). *Modelação em hidráulica fluvial e ambiente*, Imprensa da Universidade, Coimbra.
- ASTM D4533-04(2009), Standard test method for trapezoid tearing strength of geotextiles.
- Van Steeg, P. e Bezuijen, A. (2010). *Large scale physical model tests on sand filled geotextile tubes and containers*. 9a. Conferência Internacional em Geossintéticos, 23 a 27 de Maio de 2010, Guarujá, pp 1221-1224, IGS, São Paulo.
- Carneiro, J. R. (2009). *Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental: a importância da incorporação de aditivos químicos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cascão, L. F. e Correia, R. V. (2010). *Coastal protection of Figueira da Foz Dune*. 9a. Conferência Internacional em Geossintéticos, 23 a 27 de Maio de 2010, Guarujá, pp 1289-1292, IGS, São Paulo.
- das Neves, L. P. (2003). *Geossintéticos e geossistemas em engenharia costeira*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Garcia, S. M. P. (2007). *Aplicação informática de apoio à selecção de sistemas de protecção costeira com geossintéticos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Geraldes, A. M. P. (2008). *Caracterização da interacção solo-geossintético e geossintético-geossintético aplicados em taludes rodoviários através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Especialização em Vias de Comunicação na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Guedes Lopes, Hugo (2005). *Ensaaios em Modelo Físico de Comportamento Hidráulico e Estrutural do Quebra-Mar Norte do Porto de Leixões*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Heerten, G., Lenze, B. e Pries, J (2005). Geosynthetics in the marine environment. In *I Seminário Português sobre Geossintéticos*, 233 p, Maria de Lurdes da Costa Lopes (ed.), Porto.
- Heibaum, M. (2010). *Tests on geosynthetics used in waterways*, 9a. Conferência Internacional em Geossintéticos, 23 a 27 de Maio de 2010, Guarujá, pp 1197-1200, IGS, São Paulo.
- Ingold, T. S. (1994). *Geotextiles and Geomembranes Manual*. Elsevier advanced Technology, Oxford.
- Koerner, R. M. (1999). *Designing with geosynthetics*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Lawson, C. R. (2008). *Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering*. Geosynthetics International, 15, Nº6, pp 384-427.
- Lopes, M. L. (1998). *Geossintéticos em engenharia civil*. Textos de apoio à disciplina Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil do ramo de especialização em Materiais e Processos de Construção, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Moreira, S. (2009). *Efeitos da danificação mecânica de geossintéticos como filtro em sistemas de cobertura de estruturas de confinamento de resíduos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia do Ambiente, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

NP EN ISO 9862:2007. *Geossintéticos. Amostragem e preparação de provetes*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 9863-1:2006- *Geossintéticos. Determinação da espessura a pressões especificadas. Parte 1: Camadas simples*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 9864:2006. *Geossintéticos. Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 10319:2005. *Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 11058:2003. *Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação das características de permeabilidade à água normal ao plano, sem confinamento*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 12236:2008. *Geossintéticos. Ensaio de punçoamento estático (ensaio CBR)*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 12956:2006. *Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da dimensão característica da abertura*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 12958:2005. *Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da capacidade de escoamento no seu plano*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 13427:2006. *Geotêxteis e produtos relacionados. Simulação do dano por abrasão*, Instituto Português da Qualidade.

NP EN ISO 13433:2008. *Geossintéticos. Ensaio de perfuração dinâmica*, Instituto Português da Qualidade.

Oumeraci H. *et al.* (2002). *Großmaßstäbliche Untersuchungen zur hydraulischen Stabilität geotextiler Sandcontainer unter Wellenbelastung*. Berichte Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, No. 878, Braunschweig, Alemanha.

Pilarczyk, K. W. (2000). *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*, A. A. Balkema, Rotterdam.

Pinho-Lopes, M. J. F. (2004). *Estudo 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, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Pinto, A. E. S. (2005). *Aplicação de geossintéticos em linhas-férreas - Estudo laboratorial dos fenómenos de abrasão e danificação durante a instalação nos materiais*. Dissertação de Mestrado em Vias de Comunicação na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Quintela A. (2007). *Hidráulica - 10ª ed.* Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Recio J. e Oumaraci H. (2007). *Hydraulic Stability Of Geotextile Sand Containers For Coastal Structures – Effect Of Deformations And Stability Formula*, Dissertação de Doutoramento, Universidade Técnica de Braunschweig.

Recio J. (2009). *Process based stability formulae for coastal structures made of geotextile sand containers*. Coastal Engineering, 56 (5), Maio-Junho 2009, pp 632-658, Elsevier.

Shin E. C. e Oh Y.I. (2007). *Coastal erosion prevention by geotextile tube technology*. Geotextiles and Geomembranes Volume 25, pp 264-277, Elsevier Science Ltd.

Shukla, S. K. (2002). *Fundamentals of geosynthetics, Geosynthetics and their applications*. Thomas Telford Publishing, Londres.

Taveira Pinto, F. (2002). *Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidades nas Proximidades de Quebramares Submersos, sob a Acção da Agitação Marítima*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F. (2007). *Dimensionamento Hidráulico e Estrutural de Quebramares de Taludes*. Trabalhos Marítimos 1, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

U.S. Army Corps of Engineers (2003). Types and functions of coastal structures. In *Coastal Engineering Manual - Coastal Geology*, [http://www.knovel.com/web/portal/browse/display?\\_EXT\\_KNOVEL\\_DISPLAY\\_bookid=1326](http://www.knovel.com/web/portal/browse/display?_EXT_KNOVEL_DISPLAY_bookid=1326), Abril 2010.

Veloso Gomes, F. (1981). *Espraiamento de ondas regulares sobre taludes de obras marítimas*. Dissertação de Doutoramento em Hidráulica Aplicada, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veloso Gomes, F. (1995). *Fenómenos de alteração e deformação da agitação na propagação em direcção à costa*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veloso Gomes, F., Taveira Pinto, F., das Neves, L. e Pais Barbosa, J. (2006). *Pilot Site of River Douro – Cape Mondego and Case Studies of Estela, Aveiro, Caparica, Vale de Lobo and Azores*. EUrosion, IHRH, Porto.

Veloso Gomes, F. e Taveira Pinto, F. (2008). *Modelos Físicos em Estudos Costeiros e Portuários*. Trabalhos Marítimos 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Venis, W. A. (1968). *Closure of estuarine channels in tidal regions, behavior of dumping material when exposed to currents and wave action*, De Ingenieur, vol. 50.

Vieira, C. (2008). *Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos: comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto.

<http://earth.google.com> Março 2010

<http://www.naue.com> Março 2010

<http://www.ipq.pt> Março 2010

<http://www.astm.org> Março 2010

<http://www.iso.org> Março 2010

<http://www.cen.eu> Março 2010

<http://www.imarpor.pt> Março 2010

<http://www.ine.pt> Março 2010

<http://www.es.gov.br> Abril 2010

<http://www.tencate.com> Abril 2010

<http://www.euroasion.org> Abril 2010

<http://www.dailymail.co.uk> Abril 2010

<http://www.elcorock.com> Maio 2010

<http://www.icsa.pt> Junho 2010

<http://leirosadunes.bot.uc.pt> Junho 2010

<http://kr.blog.yahoo.com> Junho 2010