



**Universidade de  
Aveiro  
2010**

Departamento de Engenharia Civil

**Ana Jorge da  
Costa Pereira  
Rosete**

**DURABILIDADE DE GEOSINTÉTICOS EM OBRAS  
FERROVIÁRIAS – ABRASÃO E DDI**





**Ana Jorge da  
Costa Pereira  
Rosete**

**DURABILIDADE DE GEOSINTÉTICOS EM OBRAS  
FERROVIÁRIAS – ABRASÃO E DDI**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Dra. Margarida Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação da Dra. Maria de Lurdes Lopes, Professora Catedrática da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.



## **O júri**

Presidente

**Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim**  
Professor associado da Universidade de Aveiro

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Castorina Fernanda da Silva Vieira**  
Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes**  
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes**  
Professora Catedrática da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



## **Agradecimentos**

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram de forma directa ou indirecta para a realização deste trabalho, em particular:

- à Professora Doutora Margarida Pinho Lopes, pela orientação, ensinamentos e sugestões valiosas, pela disponibilidade total e apoio prestado durante a realização deste trabalho, e pelo optimismo demonstrado nos momentos mais importantes e críticos;
- ao Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e em particular à Professora Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes;
- a todos os meus amigos, especialmente ao Telmo e ao Flávio pelo apoio prestado na realização de ensaios laboratoriais, e pelo tempo que tiveram de dispensar;
- ao Miguel Morais pela ajuda prestada no laboratório;
- à minha mãe e irmão pela paciência que tiveram durante este último ano.



## Palavras-chave

Geossintéticos, abrasão, danificação durante a instalação (DDI) , durabilidade, obras ferroviárias.

## Resumo

A aplicação de geossintéticos, com diversas funções, em obras de Engenharia Civil é cada vez mais frequente, devido essencialmente às vantagens que apresentam em relação a outros materiais e tecnologias tradicionais. Nas estruturas ferroviárias a aplicação de geossintéticos tem-se revelado uma solução técnica e economicamente atractiva, sobretudo no caso de obras de reabilitação, devido ao aumento das velocidades de circulação e das cargas por eixo transportadas, e aos maiores níveis de segurança exigidos. Neste trabalho é feita uma contribuição para o conhecimento dos efeitos da danificação durante a instalação (DDI) e da abrasão em geossintéticos utilizados em obras ferroviárias, em particular, no seu comportamento mecânico de curto prazo (tracção).

No Capítulo 1 é feita a apresentação da estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 é feita uma introdução geral aos geossintéticos, onde são enumeradas as matérias-primas mais utilizadas no seu fabrico, as principais propriedades e funções destes materiais, e ainda os principais agentes e mecanismos de degradação que afectam a durabilidade dos geossintéticos.

O Capítulo 3 diz respeito à aplicação de geossintéticos em obras ferroviárias. Neste capítulo são apresentados os principais elementos que constituem as vias-férreas tradicionais (balastradas); é feita uma revisão bibliográfica onde são referidos alguns estudos relativos ao desempenho de geossintéticos em obras ferroviárias, nomeadamente no desempenho das funções de separação, filtragem/drenagem e reforço. Na parte final do capítulo são referidas as questões relativas à abrasão e danificação induzida durante a instalação em obra (DDI) de geossintéticos, onde são apresentados alguns estudos realizados por outros autores para quantificar os efeitos dos referidos fenómenos no comportamento dos geossintéticos.

No Capítulo 4 é apresentado o estudo laboratorial desenvolvido para avaliar o comportamento a curto prazo dos geossintéticos após simulação dos fenómenos de abrasão e DDI; é feita a análise dos resultados obtidos e são apresentadas as principais conclusões do estudo.

Por último, são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de futuras investigações.



**Keywords**

Geosynthetics, abrasion, damage during installation (DDI), durability, railways

**Abstract**

The application of geosynthetics with different functions in works of Civil Engineering is increasingly common, due mostly to the advantages they offer over other materials and traditional technologies. The application of geosynthetics in railway structures has shown to be an attractive and economically technical solution, especially for rehabilitation works, due to the increase of the speeds of circulation and loads for axle carried, and to the higher levels of security required. In this work a contribution to the knowledge of the effects of the damage during installation (DDI) and abrasion of geosynthetics used in railways is made, particularly, in what concerns their short-term mechanical behaviour (tensile).

In Chapter 1 the presentation of the structure of the dissertation is made.

In Chapter 2 a general introduction to geosynthetics is made, where the raw materials used in their production, the main properties and functions of these materials and the most important agents and degradation mechanisms which affect the geosynthetics durability are presented.

Chapter 3 concerns the application of geosynthetics in railway structures. The main elements that constitute the traditional railways (ballasted) are presented; a literature review which contains references to some studies on the performance of geosynthetics in railways, particularly in the performance of separation, filtration/drainage and reinforcement functions. At the end of the chapter the issues relating to the abrasion and damage induced during the installation (DDI) of geosynthetics in construction are referred, where some studies from other authors used to quantify the effects of such phenomena in the behaviour of geosynthetics are briefly described.

In Chapter 4 the laboratory study carried out to assess the short-term behaviour of geosynthetics after simulation of the abrasion and DDI, the analysis of the results and the main conclusions of the study are presented. Finally, some suggestions for the development of future investigations are put forward.



# Índice

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 1.     | Considerações iniciais .....   | 1  |
| 1.1.   | Introdução .....   | 1  |
| 1.2.   | Estrutura da dissertação .....   | 2  |
| 2.     | Introdução aos geossintéticos .....  | 3  |
| 2.1.   | Considerações iniciais .....   | 3  |
| 2.2.   | Tipos de geossintéticos .....  | 3  |
| 2.3.   | Materiais constituintes .....  | 4  |
| 2.4.   | Propriedades .....   | 4  |
| 2.5.   | Principais funções .....   | 5  |
| 2.6.   | Durabilidade .....   | 6  |
| 2.6.1. | Introdução .....   | 6  |
| 2.6.2. | Mecanismos de degradação .....   | 8  |
| 3.     | Aplicação de geossintéticos em obras ferroviárias .....                                    | 11 |
| 3.1.   | Constituição das linhas férreas .....  | 11 |
| 3.2.   | Desempenho de geossintéticos em obras ferroviárias .....                                   | 13 |
| 3.2.1. | Introdução .....   | 13 |
| 3.2.2. | Separação, filtragem e drenagem .....  | 14 |
| 3.2.3. | Reforço .....  | 16 |
| 3.3.   | Durabilidade associada à resistência .....   | 20 |
| 3.3.1. | Considerações iniciais .....   | 20 |
| 3.3.2. | Abrasão .....  | 20 |
| 3.3.3. | Danificação durante a instalação .....   | 24 |
| 4.     | Ensaio laboratoriais de danificação durante a instalação e abrasão de geossintéticos ..... | 33 |
| 4.1.   | Introdução .....   | 33 |
| 4.2.   | Geossintéticos utilizados no estudo .....  | 33 |
| 4.3.   | Procedimentos de ensaios .....   | 34 |
| 4.3.1. | Ensaio de tracção .....  | 34 |
| 4.3.2. | Ensaio de DDI .....  | 40 |
| 4.3.3. | Ensaio de abrasão .....  | 43 |
| 4.4.   | Apresentação dos resultados .....  | 49 |

|        |   |     |
|--------|---|-----|
| 4.4.1. | Geogrelha (GGR) .....                   | 50  |
| 4.4.2. | Geotêxtil não tecido GTX.....           | 59  |
| 4.4.3. | Geocompósito de reforço GCR .....       | 67  |
| 4.5.   | Discussão de resultados .....           | 77  |
| 4.5.1. | Geogrelha (GGR) .....                   | 77  |
| 4.5.2. | Geotêxtil não tecido (GTX).....         | 87  |
| 4.5.3. | Geocompósito de reforço (GCR).....      | 95  |
| 4.5.4. | Comparação dos resultados obtidos ..... | 100 |
| 4.6.   | Conclusões.....                         | 103 |
| 5.     | Desenvolvimentos futuros .....          | 109 |
|        | Referências bibliográficas .....        | 111 |

## Índice de figuras

|   |    |
|---|----|
| Figura 1. Corte esquemático da secção de uma linha-férrea convencional (Pinto, 2005).<br>.....  | 11 |
| Figura 2. Esquema representativo do equipamento em escala real “Vibrogir” (adaptado de Nancey <i>et al.</i> , 2002).<br>.....   | 14 |
| Figura 3. Corte longitudinal esquemático do equipamento de ensaio utilizado na 1ª fase de ensaios (adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2007 por Lopes, 2009).<br>.....  | 17 |
| Figura 4. Resistências à tracção residuais obtidas para o geotêxtil GT1 e GT2 (adaptado Pinto, 2005).<br>.....  | 22 |
| Figura 5. Resistência à tracção retida para os geossintéticos testados (adaptado de Hufenus <i>et al.</i> , 2005).<br>.....   | 29 |
| Figura 6. Materiais utilizados no estudo: a) GTX; b) GGR; c) GCR.<br>.....  | 34 |
| Figura 7. Garras hidráulicas utilizadas nos ensaios de tracção da geogrelha GGR.<br>.....   | 37 |
| Figura 8. Garras utilizadas nos ensaios de tracção do GTX e GCR: a) suporte das garras de cunha; b) garras de face lisa em borracha; c) garras de face rugosa.<br>.....   | 38 |
| Figura 9. Ensaio de tracção de um provete de geotêxtil GTX com as garras hidráulicas: a) provete durante o ensaio, antes da rotura; b) provete após rotura.<br>.....  | 39 |
| Figura 10. Preparação dos provetes de GCR: a) provete; b) aplicação da cola nas extremidades; c) colocação dos varões de 6mm; d) provete após colagem.<br>.....   | 39 |
| Figura 11. Equipamento de simulação da DDI: a) vista geral do equipamento; b) caixa de danificação e placa metálica; c) material granular sintético.<br>.....   | 41 |
| Figura 12. Equipamento laboratorial para simulação da abrasão de acordo com a NP EN ISO 13427 (2006).<br>.....  | 43 |
| Figura 13. Colocação do provete na placa superior do equipamento de simulação da abrasão, na extremidade que não possui esticador: a) fixação do provete nas garras; b) provete alinhado sob a placa superior.<br>..... | 44 |
| Figura 14. Colocação do provete na placa superior do equipamento de simulação da abrasão, na extremidade que possui esticador: a) alinhamento do provete; b) fixação do provete na garra.<br>.....                      | 44 |
| Figura 15. Ajuste do provete à placa superior através do esticador: a) provete antes do ajuste; b) provete após ajuste.<br>.....  | 45 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 16. Fixação da película de abrasivo à placa inferior do equipamento de simulação da abrasão. ....  | 45 |
| Figura 17. Colocação dos pesos sobre a placa superior do equipamento de abrasão. ....   | 46 |
| Figura 18. Esquema de ensaio para simulação da abrasão na geogrelha GGR: a) fixação do provete à placa deslizante; b) fixação da película abrasiva à placa estacionária; c) colocação da placa superior sobre a placa deslizante; d) colocação dos pesos sobre a placa superior. .... | 47 |
| Figura 19. Deslocamento da placa superior em relação ao provete de geotêxtil durante o ensaio laboratorial de abrasão. ....   | 48 |
| Figura 20. Aspecto da película abrasiva P24 utilizada para fixar o provete de geotêxtil à placa superior. ....  | 48 |
| Figura 21. Aspecto do provete de geotêxtil no ensaio laboratorial de abrasão, após fixação à placa superior com abrasivo P24: a) abrasivo P24 fixo na extremidade que possui esticador; b) provete e abrasivo P24 fixos sob a garra na extremidade oposta. ...                        | 49 |
| Figura 22. Curvas força-extensão dos provetes GGR intacto e curva média correspondente. ....  | 51 |
| Figura 23. Curvas força-extensão do provete 1 considerando a medição da distância entre as garras e as medições do extensómetro. ....   | 52 |
| Figura 24. Alvos utilizados para medição das extensões: a) vista frontal; b) vista posterior; c) fixação dos alvos na geogrelha. ....   | 52 |
| Figura 25. Curvas força-extensão dos provetes do GGR e curva média correspondente, após DDI. ....   | 53 |
| Figura 26. Desgaste dos nós da geogrelha GGR após ensaio de abrasão. ....   | 55 |
| Figura 27. Película abrasiva após ensaio de uma amostra de geogrelha GGR. ....  | 55 |
| Figura 28. Curvas força-extensão dos provetes de GGR, após abrasão, e curva média correspondente. ....  | 56 |
| Figura 29. Curvas força-extensão dos provetes de GGR, após DDI e abrasão, e curva média correspondente. ....  | 58 |
| Figura 30. Alvos utilizados para medição das extensões no GTX: a) vista frontal; b) vista posterior. ....   | 59 |
| Figura 31. Curvas força-extensão dos provetes de GTX intacto e curva média correspondente. ....   | 60 |
| Figura 32. Aspecto do geotêxtil GTX após ensaio de DDI em laboratório. ....   | 61 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 33. Curvas força-extensão dos provetes de GTX submetidos a DDI e curva média correspondente.....   | 61 |
| Figura 34. Proвете de GTX após ensaio de abrasão (esquerda) e intacto (direita).....  | 63 |
| Figura 35. Geotêxtil GTX após abrasão: face que ficou em contacto com a película abrasiva P24.....  | 63 |
| Figura 36. Curvas força-extensão dos provetes de GTX após abrasão, e curva média correspondente.....  | 64 |
| Figura 37. Aspecto apresentado pelo geotêxtil GTX após ensaios de DDI e abrasão. ..   | 65 |
| Figura 38. Curvas força-extensão dos provetes de GTX, após DDI e abrasão, e curva média correspondente.....   | 66 |
| Figura 39. Aspecto apresentado pelo geocompósito GCR após ensaio de tracção. ....   | 67 |
| Figura 40. Curvas força-extensão dos provetes de GCR intactos e curva média correspondente.....   | 68 |
| Figura 41. Pormenor do aspecto dos filamentos do geossintético GCR, após ensaio de DDI. ....  | 69 |
| Figura 42. Amostra de GCR submetido a DDI, após o ensaio de tracção.....  | 70 |
| Figura 43. Curvas força-extensão dos provetes de GCR, após DDI, e curva média correspondente (referente a 4 provetes).....                            | 70 |
| Figura 44. Proвете de GCR: a) antes do ensaio; b) após ensaio de abrasão.....   | 72 |
| Figura 45. Aspecto de um provete de GCR após ensaio de abrasão. ....  | 72 |
| Figura 46. Curvas força-extensão dos provetes de GCR, após abrasão, e curva média correspondente.....   | 73 |
| Figura 47. Ensaio de tracção de um provete de GCR: a) imediatamente antes da rotura b) no momento da rotura. ....                                     | 75 |
| Figura 48. Proвете de GCR após ensaio de DDI e abrasão: a) aspecto geral do provete; b) pormenor dos danos nos filamentos de PET e no geotêxtil. .... | 76 |
| Figura 49. Curvas força-extensão dos provetes de GCR sujeitos a DDI e abrasão e curva média correspondente.....                                       | 77 |
| Figura 50. Geogrelha GGR: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%). ....                    | 78 |
| Figura 51. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente à geogrelha intacta. ....                              | 79 |
| Figura 52. Representação das curvas médias força-extensão da geogrelha GGR: intacta; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão.....                  | 80 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 53. Resistência residual (%) da GGR após DDI com diferentes materiais de confinamento. ....   | 82  |
| Figura 54. Comparação das resistências à tracção residuais da GGR obtidas após DDI em campo, e após DDI em laboratório. ....   | 86  |
| Figura 55. Geotêxtil GTX: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%). ....   | 87  |
| Figura 56. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente ao geotêxtil intacto. ....  | 88  |
| Figura 57. Representação das curvas força-extensão do geotêxtil GTX: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão: a) curvas médias; b) curvas do provete mais próximo da curva média. .... | 90  |
| Figura 58. Resistência residual (%) do GTX após DDI com diferentes materiais de confinamento. ....   | 92  |
| Figura 59. Coeficientes de redução obtidos por Pinto (2005) em geotêxteis com diferente m.u.a. após DDI com balastro; extrapolação para o GTX e valor obtido para o GTX com <i>corundum</i> . .... | 94  |
| Figura 60. Geocompósito GCR: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%). ....  | 95  |
| Figura 61. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente ao geocompósito intacto. ....   | 97  |
| Figura 62. Curvas força-extensão do geocompósito GCR: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão: a) curvas médias; b) curvas do provete mais próximo da curva média. ....                | 98  |
| Figura 63. Pormenor da zona inicial das curvas médias força-extensão do geocompósito GCR: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão. ....  | 99  |
| Figura 64. Comparação dos resultados obtidos, em termos de resistência à tracção máxima (kN/m), para os geossintéticos (GGR, GTX, GCR) estudados. ....   | 101 |
| Figura 65. Comportamento típico de um geossintético intacto e após dano. ....  | 102 |

## Índice de tabelas

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1. Matérias-primas utilizadas para diferentes tipos de geossintéticos (adaptado de Shukla, 2002).....   | 4  |
| Tabela 2. Assentamento aos 30000 ciclos de carga – compósitos geogrelha/geotêxtil (adaptado de Brown <i>et al.</i> , 2007 por Lopes, 2009). .....            | 19 |
| Tabela 3. Descrição dos processos de abrasão (adaptado de Van Dine <i>et al.</i> , 1982 por Pinto 2005). .....   | 21 |
| Tabela 4. Factores que influenciam os mecanismos de danificação dos geossintéticos (adaptado de Watn e Chew, 2002). .....                                    | 25 |
| Tabela 5. Forma e tipo de material granular a aplicar (adaptado de Braü, 1998). .....  | 26 |
| Tabela 6. Condições de aplicação (adaptado de Braü, 1998).....   | 26 |
| Tabela 7. Classes de robustez do geotêxtil (adaptado de Braü, 1998). .....   | 27 |
| Tabela 8. Propriedades mínimas a exigir aos geotêxteis (adaptado de Braü, 1998). .....   | 27 |
| Tabela 9. Factores de redução devido à DDI para uma compactação <i>standard</i> com uma pressão $\leq$ 55KPa (adaptado de Hufenus <i>et al.</i> , 2005)..... | 29 |
| Tabela 10. Factores de redução devido à DDI para uma compactação <i>standard</i> com uma pressão $>$ 55KPa (adaptado de Hufenus <i>et al.</i> , 2005).....   | 30 |
| Tabela 11. Resistência à tracção e deformação na rotura dos geossintéticos (intactos) ensaiados (adaptado de Paula <i>et al.</i> , 2004).....                | 31 |
| Tabela 12. Resultados dos ensaios de tracção após DDI – Resistência residual (em %). .....   | 31 |
| Tabela 13. Propriedades nominais dos geossintéticos estudados na direcção de fabrico. ....   | 34 |
| Tabela 14. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR intacto. ....  | 50 |
| Tabela 15. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR após DDI. ....   | 53 |
| Tabela 16. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR, após abrasão. ....  | 56 |
| Tabela 17. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR, após DDI e abrasão. ....  | 57 |
| Tabela 18. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GTX intacto. ....  | 59 |
| Tabela 19. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GTX após DDI.....  | 61 |
| Tabela 20. Resultados dos ensaios de tracção do GTX após abrasão. ....   | 64 |
| Tabela 21. Resultados dos ensaios de tracção do GTX após DDI e abrasão. ....   | 66 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 22. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR intacto. ....  | 68  |
| Tabela 23. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após DDI.....  | 70  |
| Tabela 24. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após abrasão. ....   | 73  |
| Tabela 25. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após ensaio de abrasão, relativos ao “pico 1” e “pico 2”.....          | 74  |
| Tabela 26. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após DDI e abrasão. ....   | 76  |
| Tabela 27. Coeficientes de redução do geogrelha GGR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.....                    | 81  |
| Tabela 28. Resultados dos ensaios de tracção do GGR, Paula (2003). ....  | 82  |
| Tabela 29. Caracterização granulométrica dos materiais de aterro utilizados por Pinho Lopes (2006).....                                  | 83  |
| Tabela 30. Resultados dos ensaios de tracção sobre amostras de GGR com Solo 1 e Solo 2 após DDI em campo (Pinho Lopes, 2006). ....       | 84  |
| Tabela 31. Resultados dos ensaios de tracção sobre amostras de GGR com Solo 3 após DDI em campo (Pinho Lopes, 2006).....                 | 85  |
| Tabela 32. Coeficientes de redução do geossintético GGR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas (Lopes, 2006). .... | 85  |
| Tabela 33. Coeficientes de redução do geotêxtil GTX, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.....                    | 91  |
| Tabela 34. Resultados dos ensaios de tracção do GTX, Paula (2003). ....  | 92  |
| Tabela 35. Propriedades dos geotêxteis na direcção de fabrico estudados por Pinto (2005). ....   | 93  |
| Tabela 36. Coeficientes de redução do geocompósito GCR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.....                 | 100 |

## Simbologia

$\varepsilon_{F_{max}}$  – Extensão para a força máxima num ensaio de tracção;

$C_u$  – Coeficiente de uniformidade;

$C_c$  – Coeficiente de curvatura;

C.V. – coeficiente de variação;

C.R. – Coeficiente de redução;

$CR_{DDI}$  – Coeficiente de redução que representa o efeito da danificação que ocorre durante a instalação do geossintético em obra;

$CR_{ABR}$  – Coeficiente de redução que contabiliza o efeito combinado da DDI e abrasão;

$CR_{DDI+ABR}$  – Coeficiente de redução que contabiliza o efeito da abrasão;

$D_i$  – Dimensão da abertura do peneiro correspondente a  $i\%$  de passados;

$F_{max}$  – Força máxima medida durante o ensaio de tracção;

$J_{sec\ i\%}$  – Módulo de rigidez secante para uma extensão de  $i\%$ ;

LA – Coeficiente de Los Angeles;

m.u.a. – Massa por unidade de área;

$T_{max}$  – Resistência à tracção de um geossintético;

W – Robustez de um geossintético.



# 1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

## 1.1. Introdução

A aplicação de geossintéticos, com diversas funções, em obras de Engenharia Civil é cada vez mais frequente, devido essencialmente às vantagens que apresenta em relação a outros materiais e tecnologias tradicionais. Nas estruturas ferroviárias a aplicação de geossintéticos tem-se revelado uma solução técnica e economicamente atractiva, sobretudo no caso de obras de reabilitação, devido ao aumento das velocidades de circulação e das cargas por eixo transportadas, e aos maiores níveis de segurança exigidos.

A incorporação de geossintéticos em estruturas ferroviárias é feita ao nível da infra-estrutura, e a sua aplicação apresenta um grau de severidade acrescido devido aos materiais utilizados (mais agressivos) e da magnitude das cargas aplicadas (Pinto, 2005).

Segundo Paula (2003), actualmente, um dos aspectos de maior relevância na área dos geossintéticos é o estudo da sua durabilidade, em particular, das acções mecânicas a que estes materiais estão sujeitos durante os processos de instalação e construção, cujos efeitos podem comprometer o bom funcionamento das estruturas em que estão inseridos.

Nas obras em geral, os efeitos dos procedimentos de instalação são bastante importantes e implicam, geralmente, reduções imediatas e significativas das propriedades dos geossintéticos (Pinho Lopes, 2006). No caso das obras ferroviárias, os efeitos associados à DDI podem ser considerados mais gravosos, dada a natureza dos materiais utilizados em contacto com os geossintéticos (mais agressivos). Outra questão também importante é o desgaste sofrido pelos geossintéticos provocado pelas partículas de balastro, que por acção das cargas cíclicas tendem a ter pequenos mas continuados deslocamentos (Pinto, 2005). Assim, é essencial conhecer o efeito da abrasão e da danificação durante a instalação em obra (DDI) sobre os geossintéticos utilizados em obras ferroviárias para realizar o dimensionamento adequado dos materiais, garantindo seu funcionamento durante o tempo de vida útil estipulado.

Este trabalho tem como objectivo a contribuição para o conhecimento dos efeitos da danificação durante a instalação (DDI) e da abrasão em geossintéticos utilizados em obras ferroviárias e a caracterização desses efeitos em algumas propriedades dos geossintéticos, em particular no seu comportamento mecânico de curto prazo (ensaios de tracção).

## **1.2. Estrutura da dissertação**

Este trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos. O presente capítulo apresenta uma breve introdução e os principais objectivos do trabalho realizado.

No Capítulo 2 é feita uma introdução aos geossintéticos, que consiste numa breve descrição dos tipos de geossintéticos, os materiais que os constituem, as suas principais propriedades e funções, e os principais agentes e mecanismos de degradação que afectam a sua durabilidade.

O Capítulo 3 é dedicado à aplicação de geossintéticos em obras ferroviárias. Neste capítulo é apresentada, de forma resumida, a constituição mais usual das linhas férreas, e é feita uma revisão bibliográfica sobre o desempenho de geossintéticos em obras ferroviárias e os efeitos da DDI e da abrasão nestes materiais.

No Capítulo 4 é apresentado o estudo laboratorial realizado para avaliar a durabilidade de geossintéticos relativamente aos fenómenos de DDI e abrasão. Os resultados obtidos são apresentados e analisados, e são apresentadas as principais conclusões do trabalho.

Por último, o Capítulo 5 é reservado para apresentação de possíveis desenvolvimentos futuros.

## **2. INTRODUÇÃO AOS GEOSSINTÉTICOS**

### **2.1. Considerações iniciais**

O termo geossintético, de acordo com a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), aplica-se aos materiais poliméricos, naturais ou sintéticos, que podem ser usados em contacto com materiais naturais ou com qualquer outro material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil.

Em Portugal os geossintéticos começaram a ser aplicados regularmente desde 1980, principalmente em obras hidráulicas e viárias. No entanto, é a partir de meados da década de 90, associado à construção da rede nacional de aterros de resíduos urbanos, que é dado o grande impulso, quer na aplicação, quer na procura de conhecimentos acerca dos geossintéticos (Paula, 2003).

O interesse crescente acerca destes materiais em Portugal levou à criação em 1999 do Organismo de Normalização Sectorial Português dos ensaios de geossintéticos e, em 2002, à criação da Associação Portuguesa de Geossintéticos (IGS Portugal).

### **2.2. Tipos de geossintéticos**

O contínuo desenvolvimento e crescimento da indústria produtora de geossintéticos e as exigências impostas às obras de engenharia deram origem ao aparecimento de uma grande família de materiais. A classificação dos diferentes tipos de geossintéticos tem como base as diferenças estruturais entre estes, que resultam essencialmente dos diferentes processos de fabrico usados na sua concepção. Note-se que as propriedades e o desempenho dos geossintéticos, também são influenciados pelos tipos de polímeros e aditivos que entram na sua composição (Paula, 2003).

De acordo com a IGS, os geossintéticos podem ser classificados com base no processo de fabrico, e divididos nas seguintes categorias: geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas, geocompostos, geocompostos bentoníticos (GCL's), geotubos, geocélulas e geoexpandido. Mais recentemente, no CEN (Comité Europeu de Normalização TC 189-Geosynthetics) foi introduzido o conceito de barreira geossintética, que engloba as geomembranas e os geocompósitos bentoníticos.

### 2.3. Materiais constituintes

Os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos são materiais orgânicos poliméricos sintéticos obtidos a partir do petróleo, designados por plásticos. Os plásticos podem ser divididos em dois grupos: os termoplásticos, que podem amolecer e endurecer por aquecimento e arrefecimento, respectivamente; e os plásticos termoendurecidos, que endurecem após moldagem, não podendo voltar a ser fundidos por acção do calor (Pinho Lopes, 2006).

Os termoplásticos são os materiais mais utilizados no fabrico de geossintéticos, cujos polímeros de base (Tabela 1) mais comuns são: as poliamidas (PA) ou nylons, os poliésteres (PET), o polipropileno (PP), o poliestireno (PS), o policloreto de vinilo (PVC), os polietilenos (PE): polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno de muito baixa densidade (PEMBD), polietileno de média densidade (PEMD), polietileno clorinado (CPE), polietileno clorossulfunado (PECS) (Shukla, 2002).

Além dos polímeros de base utilizados no fabrico de geossintéticos, em geral, são incorporadas pequenas quantidades de aditivos. Esses aditivos têm como principal função, melhorar as propriedades finais do produto e facilitar as operações de transformação do mesmo. Os aditivos mais utilizados são: estabilizantes térmicos, estabilizantes anti-UV, anti-oxidantes, plastificantes, retardadores de combustão, colorantes, inibidores de envelhecimento (Paula, 2003).

Tabela 1. Matérias-primas utilizadas para diferentes tipos de geossintéticos (adaptado de Shukla, 2002).

| Geossintético | Polímero           |
|---------------|--------------------|
| Geotêxteis    | PP, PET, PA, PE    |
| Geogrelhas    | PEAD, PET, PP      |
| Georredes     | PEMD, PEAD         |
| Geomembranas  | PE, PVC, CPE, PECS |

### 2.4. Propriedades

Os geossintéticos podem desempenhar várias funções simultaneamente, consoante o tipo de aplicação. Para que desempenhem essas funções correctamente é necessário que os geossintéticos apresentem determinadas propriedades básicas, e que as preservem ao

longo do tempo de vida útil estipulado no seu dimensionamento de forma a não comprometer o seu funcionamento.

As propriedades dos geossintéticos podem ser divididas em físicas, hidráulicas, mecânicas e relativas à durabilidade.

As propriedades físicas mais importantes são a densidade relativa dos polímeros, a espessura e a massa por unidade de área (m.u.a.) do geossintético. Relativamente às propriedades hidráulicas, as mais importantes são a permeabilidade normal e a permeabilidade no plano do geossintético. Apesar de serem propriedades físicas, a dimensão aparente das aberturas e a sua distribuição, podem ser incluídas nas propriedades hidráulicas, já que influenciam significativamente o comportamento hidráulico dos geossintéticos (Pinho Lopes, 2006). As propriedades mecânicas são bastante importantes, nomeadamente no caso de a função principal do geossintético ser de reforço, e incluem a resistência à tracção ou compressão (esforços distribuídos), o rasgamento (esforços distribuídos e concentrados), o punçoamento (esforços concentrados) e a sua deformabilidade e flexibilidade. Por fim, referem-se as propriedades relativas à durabilidade que podem ser divididas em dois subgrupos: as propriedades associadas à resistência durante o tempo de vida útil dos geossintéticos, e as que se referem à sua degradação. As propriedades relativas à resistência incluem a danificação que os geossintéticos sofrem durante a sua instalação em obra (DDI), a fluência, a relaxação de tensões, a abrasão e a fluência em compressão, enquanto as propriedades relativas à degradação englobam a degradação fotoquímica, térmica, química e biológica (Pinho Lopes, 2006).

## **2.5. Principais funções**

Segundo a norma EN ISO 10318:2005, Geosynthetics. Terms and definitions, as principais funções que podem ser desempenhadas pelos geossintéticos são: separação, filtração, drenagem, protecção, reforço, controlo de erosão superficial ou estanquidade. A função de estanquidade é exclusiva das geomembranas e de alguns geocómpósitos.

Dependendo do tipo de aplicação, o geossintético poderá desempenhar uma ou várias funções simultaneamente. Por isso, no dimensionamento destes materiais devem ser definidas as suas funções principais e as secundárias, de forma a garantir o desempenho

correcto do material e garantindo que as propriedades definidas satisfaçam as diferentes funções requeridas ao longo de todo o seu tempo de vida útil.

Seguidamente é feita uma breve descrição das principais funções, de acordo com a EN ISO 10318:2005, desempenhadas pelos geossintéticos em obras ferroviárias: separação, filtragem, drenagem e reforço.

A função de separação consiste em evitar a mistura de solos adjacentes com granulometrias distintas, pela utilização de geotêxteis ou produtos relacionados.

A função de drenagem consiste em recolher e transportar águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geotêxtil ou de um produto relacionado, enquanto a função de filtragem consiste em reter o solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, permitindo a passagem de fluidos para o interior ou através de um geotêxtil ou produto relacionado.

Por último, a função de reforço não é mais que a utilização do comportamento força-extensão de um geotêxtil ou produto relacionado para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais de construção.

## **2.6. Durabilidade**

### **2.6.1. Introdução**

Muitas estruturas de engenharia civil são projectadas para uma vida útil longa, normalmente 100 anos ou mais. Por isso, é importante para o projectista que os materiais que constituem a estrutura funcionem de forma satisfatória durante esse tempo, sem que seja necessária a substituição de material e com o mínimo de manutenção (Greenwood e Friday, 2006).

A maioria dos materiais utilizados hoje em dia na construção civil, como o aço e a alvenaria que têm sido usados durante séculos, mostraram-se ser duradouros, com a manutenção adequada. No entanto, os polímeros utilizados em geossintéticos nem sequer foram inventados há um século, e por isso torna-se difícil provar a sua durabilidade a partir da experiência (Greenwood e Friday, 2006).

Segundo os mesmos autores existem normas europeias que estabelecem critérios mínimos para os geossintéticos de forma a garantir uma durabilidade mínima de 25 anos. No entanto, o tempo de vida útil dos geossintéticos nem sempre é de 25 anos, poderá ser menor, caso sejam utilizados em trabalhos temporários, ou pode chegar aos 100 anos, para aterros de resíduos, por exemplo. Com o conhecimento actual, não é possível definir um ensaio padrão para definir os requisitos mínimos para assegurar a durabilidade de um geossintético de 100 anos ou mais, já que a duração de alguns dos ensaios seria demasiado longa para poderem ser feitos antes da aplicação do geossintético em questão. Desta forma, o que tem sido feito é a previsão do comportamento de geossintéticos a partir da extrapolação de resultados obtidos por ensaios acelerados e da experiência adquirida.

O principal objectivo da avaliação da durabilidade de geossintéticos é fornecer aos projectistas as informações necessárias a utilizar no seu dimensionamento (geralmente em termos de coeficientes de redução), para que o tempo de vida útil dos materiais possa ser atingido com um determinado grau de confiança.

Segundo Pinho Lopes (2006) a avaliação da durabilidade dos geossintéticos, em geral, passa pelas seguintes fases:

- Identificar a aplicação dos materiais e as funções associadas;
- Identificar as propriedades funcionais dos geossintéticos;
- Analisar quais os agentes de degradação que, ao longo do tempo de vida útil do geossintético, podem conduzir a alterações dessas propriedades;
- Realizar ensaios de durabilidade, sob condições reais ou através de simulações, podendo ainda recorrer-se a ensaios acelerados, caso sejam válidos;
- Avaliar os efeitos sinérgicos entre os diferentes agentes e mecanismos de degradação relevantes para a aplicação em causa;
- Definir os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos, de forma a garantir um determinado grau de confiança na estimativa do tempo de vida útil destes materiais, ou dos valores das suas propriedades no fim do tempo de vida útil previamente estabelecido.

### 2.6.2. Mecanismos de degradação

Os geossintéticos podem sofrer alterações nas suas propriedades, a curto e a longo prazo, quando sujeitos a diversas acções. Os fenómenos de degradação que afectam os geossintéticos, de acordo com Paula (2003) podem resultar da:

- Acção interna (alterações na estrutura interna do geossintético);
- Acção externa (agentes mecânicos, químicos, físicos e biológicos);
- Deterioração durante o transporte, manuseamento e colocação em obra.

Relativamente à degradação interna do geossintético, Paula (2003) afirma que os polímeros sintéticos, devido ao seu processo de fabrico, podem sofrer alterações ao nível da sua estrutura interna (por exemplo, cristalizações) sem que isso implique, “*à priori*”, a degradação do geossintético.

As acções externas que podem comprometer a durabilidade dos geossintéticos a longo prazo resultam de tensões mecânicas devidas a cargas estáticas e/ou dinâmicas a actuar continuamente. Os principais efeitos destas tensões nos materiais são a perda de material devido às forças friccionais geradas pelo contacto entre duas superfícies – abrasão (ver secção 3.3.2); a relaxação de tensões, ou seja, a diminuição da tensão para uma taxa de deformação constante; e o aumento da deformação sob tensão constante, que no limite pode levar à rotura do material – fluência (Pinho Lopes, 2006).

As acções externas do tipo físico-químico incluem as degradações fotoquímicas (devido às radiações UV) e as degradações térmicas (devido ao aumento da temperatura). Segundo estudos de Lopes *et al.* (2001) a acção dos agentes atmosféricos em geotêxteis, especialmente as radiações UV, dependem do tipo de polímero que constitui o geotêxtil, da presença de aditivos anti-UV e do tipo de ligação dos filamentos. A degradação térmica acelera a velocidade das reacções químicas e conseqüentemente a degradação dos polímeros e, como normalmente o oxigénio está presente, ocorre a acção conjugada da temperatura e do oxigénio – a degradação termo-oxidativa (Paula, 2003).

As acções químicas e biológicas surgem do contacto do geossintético com o solo envolvente. A degradação biológica por acção de microorganismos pode ocorrer directamente sobre os polímeros que constituem os geossintéticos, pode actuar sobre determinados aditivos destruindo-os, ou pode resultar do desenvolvimento de produtos

agressivos para os plásticos (Paula, 2003). Segundo o mesmo autor, a degradação química surge quando o polímero constituinte do geossintético apresenta reactividade ao oxigénio, iões metálicos, ácidos, bases, solventes e água, o que pode provocar a quebra de ligações químicas e, conseqüentemente, a perda das propriedades mecânicas do material. A susceptibilidade dos geossintéticos a estas acções depende, naturalmente, do tipo de polímero que constitui o geossintético. As questões relativas à durabilidade por degradação foram alvo de um estudo recente em Portugal (Carneiro, 2009).

Por último, a degradação resultante das operações de transporte, manuseamento e colocação em obra é bastante importante pois pode comprometer as funções a desempenhar pelo geossintético e o seu comportamento mecânico de curto e longo prazo.

No capítulo seguinte (secção 3.3) é feita uma descrição mais detalhada dos efeitos da abrasão e da danificação durante a instalação de geossintéticos (DDI) e são apresentados os resultados de alguns estudos realizados para quantificar os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento de geossintéticos.



### 3. APLICAÇÃO DE GEOSINTÉTICOS EM OBRAS FERROVIÁRIAS

#### 3.1. Constituição das linhas férreas

As principais componentes das linhas férreas convencionais (balastradas) podem ser agrupadas em duas categorias principais: a super-estrutura e a infra-estrutura. A super-estrutura é constituída pelos elementos carril, o sistema de fixação e as travessas, que contactam directamente com o material circulante e transmitem à infra-estrutura as solicitações provenientes deste. Por sua vez, a infra-estrutura é constituída pelas camadas de balastro, sub-balastro e a plataforma onde a estrutura é apoiada. A separação da super-estrutura e da infra-estrutura encontra-se na interface travessa-balastro (Tan, 2002).

A Figura 1 apresenta um corte esquemático de uma secção de uma via-férrea convencional.

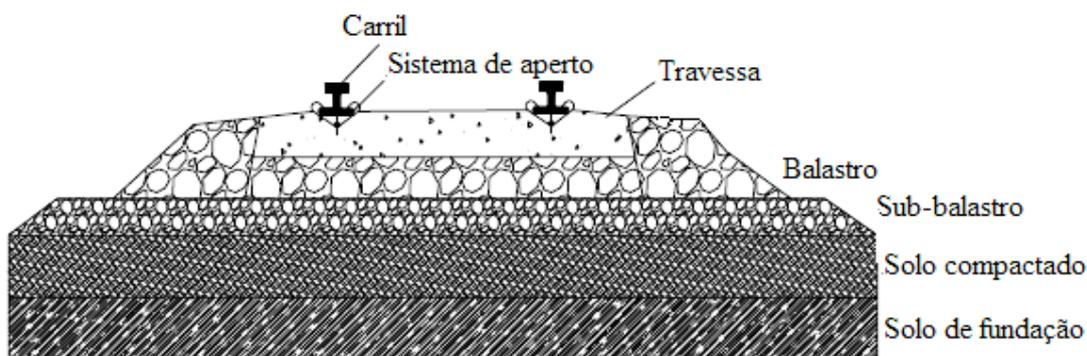


Figura 1. Corte esquemático da secção de uma linha-férrea convencional (Pinto, 2005).

A camada de balastro com uma espessura variável, geralmente entre os 25 e os 30cm, é constituída por material granular, e constitui a camada superior da super-estrutura na qual são encaixadas as travessas. De acordo com Tan (2002), as funções mais importantes desempenhadas por esta camada são:

- Suportar as cargas verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas e manter os elementos que constituem a super-estrutura nas suas respectivas posições;

- Fornecer alguma resiliência e absorção de energia, para que se dê o eficaz amortecimento das vibrações produzidas pela passagem dos comboios;
- Fornecer vazios de grandes dimensões para armazenar materiais indesejados no balastro, e para permitir o movimento das partículas através do balastro;
- Facilitar as operações de manutenção e de correcção da geometria da via através da compressão e rearranjo das partículas do balastro;
- Fornecer a drenagem imediata das águas que chegam à via;
- Reduzir as pressões provenientes das travessas para níveis de tensão que possam ser suportados pelo material subjacente.

Segundo o mesmo autor, as mudanças verificadas em serviço no balastro surgem como resultado da:

- Degradação mecânica durante os trabalhos de construção e manutenção do balastro, e devido às solicitações do tráfego;
- Degradação química e mecânica devido a mudanças ambientais;
- Migração de partículas finas da superfície e das camadas subjacentes que provocam a contaminação do balastro. A contaminação do balastro por finos conduz à perda das suas características granulométricas (*open-graded characteristics*) e, conseqüentemente, diminui a capacidade do balastro no desempenho das suas funções, podendo, no limite, levar à perda total dessa capacidade.

O sub-balastro é a camada que está entre a plataforma e o balastro, e cujas funções são: a degradação de cargas para níveis de tensão toleráveis pela fundação; fornecer protecção contra os efeitos do gelo/degelo na plataforma (Tan, 2002). Ao cumprir as funções referidas, o sub-balastro vai permitir a redução da espessura necessária de balastro, que se traduz numa maior economia já que o material do sub-balastro é mais barato (Pinto, 2005). No entanto, o sub-balastro possui outras funções importantes que não podem ser cumpridas pelo balastro, que são as seguintes (Tan, 2002):

- Prevenir a interpenetração do balastro na plataforma e a subida de finos provenientes plataforma (função de separação);
- Prevenir o desgaste da plataforma pelo balastro e, na presença de água, evitar a formação e o bombeamento de lama;

- Interceptar a água proveniente do balastro e direccioná-la para valas ou drenos laterais;
- Permitir a drenagem da água que possa ascender da plataforma.

A plataforma é a última componente da infra-estrutura, sobre a qual é construída toda a estrutura e cuja principal função é fornecer uma base estável para as camadas de balastro e sub-balastro. A plataforma pode ser constituída por terreno natural, eventualmente tratado ou melhorado, e/ou por uma camada de aterro de materiais seleccionados. A deformabilidade e a compressão desta camada são parâmetros importantes pois determinam o aparecimento de assentamentos diferenciais, que vão influenciar a deterioração do balastro e da própria via (Tan, 2002).

As funções que a plataforma deve desempenhar para garantir condições de segurança, comodidade e economia, e baixos custos de manutenção são as seguintes (Pinto, 2005):

- Fornecer uma superfície regular, com inclinação transversal, no sentido do escoamento das águas para o exterior da plataforma;
- Oferecer as características de resistência necessárias para suportar as cargas que lhe são impostas;
- Sob a acção destas cargas (cíclicas), oferecer resistência às deformações permanentes.

## **3.2. Desempenho de geossintéticos em obras ferroviárias**

### **3.2.1. Introdução**

Nos últimos anos, as linhas férreas têm sido alvo de importantes mudanças, tanto ao nível da reabilitação como na construção de novas linhas, devido principalmente ao aumento das velocidades de circulação e das cargas por eixo transportadas, e aos maiores níveis de segurança exigidos. Tal como nas obras rodoviárias, a aplicação de geossintéticos tem-se mostrado uma solução técnica e economicamente atractiva nas obras ferroviárias, especialmente no caso de reabilitação de linhas. Em Portugal, a aplicação destes materiais em linhas férreas ainda é relativamente recente, e por isso há necessidade de aprendizagem do conhecimento adquirido noutros países, e verificação da eficiência da aplicação ao caso português (Pinto, 2005).

De acordo com a literatura da especialidade, a aplicação de geossintéticos em linhas férreas permite: aumentar os intervalos de manutenção do material da camada de balastro; controlar o fenómeno de contaminação do balastro; reduzir os deslocamentos horizontais e transversais da camada de balastro; reduzir os assentamentos diferenciais na camada de balastro; minorar o impacto ambiental, associado à exploração de pedreiras; reduzir os custos iniciais e de exploração; uma maior disponibilidade de materiais e maior facilidade e rapidez de aplicação (Pinto, 2005).

Nas secções seguintes são descritas funções que os geossintéticos podem exercer em obras ferroviárias e são apresentados alguns estudos para a avaliação do seu desempenho.

### 3.2.2. Separação, filtragem e drenagem

O tipo de geossintéticos mais usados no desempenho das funções de separação, filtragem e drenagem são os geotêxteis.

Um dos equipamentos utilizados nos estudos à escala real, que é frequentemente mencionado na bibliografia, é o “Vibrogir” (Figura 2). Este equipamento é utilizado pela companhia ferroviária Francesa SNCF (Société Nationale des Chemins de fer Français), e pretende simular os efeitos das cargas resultantes do tráfego ferroviário na estrutura, através da aplicação de uma carga de 20 toneladas, com uma frequência de 50Hz, a uma travessa da via-férrea.

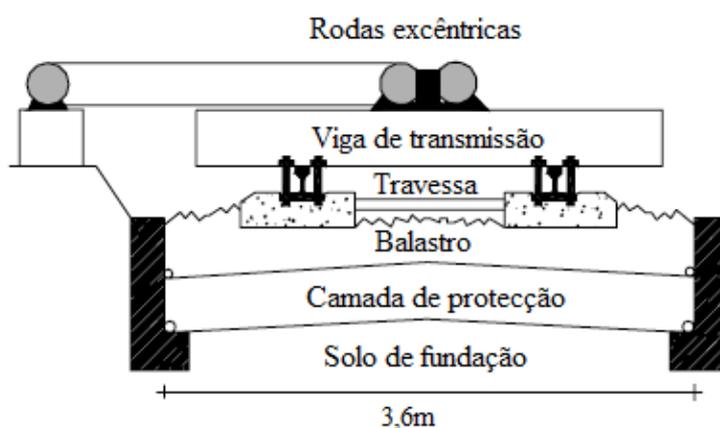


Figura 2. Esquema representativo do equipamento em escala real “Vibrogir” (adaptado de Nancey *et al.*, 2002).

Para avaliar o desempenho a longo prazo dos geotêxteis relativamente à função de filtragem, Faure e Imbert (1996) realizaram estudos no “Vibrogir”, utilizando diferentes geotêxteis, com massa por unidade de área (m.u.a.) a variar entre os 280 e 420g/m<sup>2</sup>, colocados entre o solo de fundação e o sub-balastro.

De acordo com Lopes (2009) as principais conclusões deste estudo são as seguintes:

- Os geotêxteis não tecidos termoligados ensaiados sofreram colmatação total, passando a funcionar como uma membrana impermeável;
- Nos geotêxteis tecidos foram verificadas zonas bastantes danificadas com o corte de fibras, o que permitiu o bombeamento de partículas para o balastro;
- Os geotêxteis não-tecidos agulhados mantiveram a mesma permissividade, independentemente do tipo do solo de fundação ensaiado, que variou entre argila, argilo-arenoso e margas.

Nancey *et al.* (2002) realizaram ensaios, utilizando o mesmo equipamento (“Vibrogir”), em geotêxteis com as especificações descritas por Raymond (1999) para caminhos-de-ferro norte americanos mas no contexto do transporte ferroviário francês e europeu. Os geotêxteis ensaiados foram instalados directamente entre o balastro e o solo de fundação, sem a camada de protecção, já que desta forma os geotêxteis estariam submetidos às tensões mais críticas. A duração de carregamento considerada variou entre 20h, em condições secas e saturadas, e 80h, 120h, e 200h para condições secas.

Todas as amostras foram inspeccionadas visualmente para determinar o tipo de danos sofridos e posteriormente foram realizados ensaios para avaliar as propriedades mecânicas e hidráulicas das amostras ensaiadas, sendo de seguida apresentadas as principais conclusões do estudo (Lopes, 2009):

- Após 20h de carregamento, para condições saturadas, era visível uma grande quantidade de partículas finas;
- Verificou-se uma ligeira diminuição da permeabilidade normal dos geotêxteis, devido às partículas de solo incrustadas no geotêxtil, contudo os valores obtidos mostraram ser aceitáveis, não se tendo verificado a ocorrência de colmatação;
- A transmissividade do geotêxtil sofreu um pequeno decréscimo inicial mantendo-se, na restante duração do carregamento, com um valor sensivelmente constante.

Os resultados obtidos por Nancey *et al.* (2002) permitiram concluir que o geotêxtil manteve as suas propriedades hidráulicas (permeabilidade normal e transmissividade) e a sua resistência ao punçoamento não foi afectada pelo tráfego induzido durante o ensaio. Tendo em conta a perda de resistência avaliada pelo teste de abrasão, o tempo de vida útil para o geotêxtil ensaiado pode ser estimado em mais de 25 anos.

### 3.2.3. Reforço

Os custos de manutenção das linhas férreas convencionais podem ser significativamente reduzidos se o ritmo dos assentamentos, que se desenvolvem sob as cargas de tráfego, for reduzido (Brown *et al.*, 2007).

Dos estudos realizados sobre a aplicação de geossintéticos no reforço de vias-férreas, são apresentados os aspectos mais relevantes do trabalho realizado por Brown *et al.* (2007) sobre a identificação dos parâmetros determinantes no reforço de balastros de vias-férreas com geogrelhas.

Brown *et al.* (2007) realizaram uma série de ensaios à escala real, de forma a simular o comportamento do balastro reforçado com geogrelha em vias-férreas, com o intuito de estudar os parâmetros que influenciam a redução dos assentamentos verticais sob cargas cíclicas e, a interacção entre as geogrelhas e o agregado onde estas são instaladas.

No estudo foram utilizadas partículas de balastro provenientes da pedreira de Glensanda, na Escócia, e os geossintéticos ensaiados foram geogrelhas extrudidas biaxiais em polipropileno (PP), com diferentes dimensões de aberturas e distintos valores de resistência à tracção. Para além deste tipo de geogrelhas foram ainda utilizadas uma grelha metálica biaxial, uma geogrelha biaxial com juntas com baixa resistência e um compósito constituído por uma geogrelha biaxial e um geotêxtil não tecido termossoldado. As geogrelhas foram identificadas através de um código do tipo “45-65”, que significa que a resistência à tracção nominal do material é de 45kN/m e a dimensão da abertura nominal é 65mm. Todas as geogrelhas ensaiadas tinham aberturas quadradas.

A primeira fase dos ensaios foi conduzida num equipamento com 1,4m de comprimento e 0,7m de largura (Figura 3). A fundação foi simulada através de folhas de borracha com 14mm de espessura (uma folha para a condição fundação competente (90MPa) e

três folhas para a condição fundação branda (30MPa)), no sub-balastro, com cerca de 50mm de espessura, foi usada brita angulosa com dimensão máxima de 10mm. Na maioria das experiências o reforço foi colocado a cerca de 50mm da base do balastro.

Em todos os ensaios foi aplicada uma carga cíclica de 20kN a 2Hz, através de um actuador hidráulico, sendo a tensão de contacto na base da placa de carga, com 0,7m de comprimento e 0,25m de largura, de 114kPa (aproximadamente metade do valor máximo esperado em condições reais segundo Brown *et al.* (2007)). Após um ensaio inicial, foi adoptada uma duração normalizada de ensaio de 30 000 ciclos. Foi registada a deformação permanente e resiliente da prensa aos: 100, 1000, 3000, 10 000 e 30 000 ciclos (Lopes, 2009).

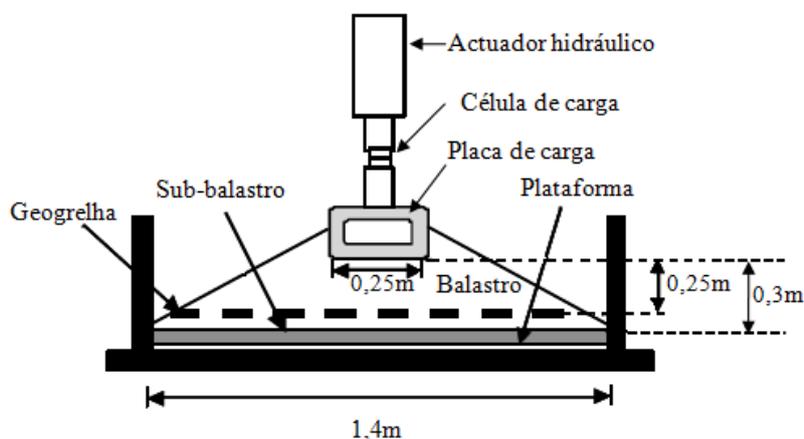


Figura 3. Corte longitudinal esquemático do equipamento de ensaio utilizado na 1ª fase de ensaios (adaptado de Brown *et al.*, 2007 por Lopes, 2009).

Na primeira fase de ensaios foi avaliada a influência da rigidez da fundação no comportamento do balastro reforçado e não reforçado com a geogrelha 20-65, o desempenho de duas geogrelhas com a mesma resistência à tracção (20kN/m) mas com tamanhos de aberturas diferentes, e a influência da abertura das geogrelhas no efeito do reforço.

As conclusões que podem ser retiradas desta primeira fase de ensaios, de acordo com Brown *et al.* (2007), são as seguintes:

- Os assentamentos são maiores para o solo de fundação brando (caso não reforçado) e o efeito do reforço de balastro é mais evidente quando a fundação é branda;

- A geogrelha 20-65 (aberturas maiores) foi a mais eficaz na redução nos assentamentos, enquanto a geogrelha 20-38 apresentou poucas melhorias relativamente à situação não reforçada. Após a observação da geogrelha 20-38 (aberturas menores), Brown *et al.* (2007) verificaram a formação de um plano de corte ao nível das geogrelhas, sugerindo a falta de interacção entre as geogrelhas e as partículas do balastro (impulso passivo) devido às aberturas relativamente pequenas;
- A avaliação da influência das aberturas das geogrelhas no reforço mostrou que, para minimizar os assentamentos, a dimensão das aberturas da geogrelha deve estar entre os 60-80mm, para uma camada de 50mm de balastro (semelhante ao usado nos ensaios). A resistência à tracção e, por associação, a rigidez têm um efeito muito menor na diminuição dos assentamentos.

A segunda fase de ensaios foi conduzida no mesmo equipamento e nas mesmas condições de ensaio utilizadas na primeira fase, exceptuando o tipo de fundação, tendo sido considerada apenas a condição de fundação branda. Nesta fase os autores decidiram aumentar a tensão de confinamento aplicada às geogrelhas, de forma a simular melhor as condições verificadas “*in situ*”.

Nesta fase foi comparado o efeito do reforço de várias geogrelhas com a mesma abertura (65mm) e diferente resistência à tracção, e os assentamentos para o caso não reforçado, considerando uma tensão de confinamento superior. Também foi avaliada a influência da posição da geogrelha no balastro, tendo sido comparado o desempenho de uma geogrelha na sua posição normal (na base da camada de balastro), uma geogrelha a meia altura do balastro, e o desempenho de duas geogrelhas (uma na base e outra a meia altura do balastro).

Os resultados obtidos nesta fase permitiram concluir que sob tensões de confinamento mais elevadas os assentamentos são menores e que, à medida que a rigidez da geogrelha aumenta, o nível de assentamentos diminui, confirmando desta forma, que a rigidez é um factor importante para avaliar o reforço efectivo de uma geogrelha, desde que a tensão de confinamento seja tal que permita mobilizar resistência suficiente na interface com o balastro (Lopes, 2009). Relativamente à posição do reforço, os resultados mostraram não haver influência significativa, quer da localização do reforço, quer do

número de níveis, no entanto, por questões práticas, Brown *et al.* (2007) sugerem que o reforço deve estar situado na base da camada de balastro.

A fase final do trabalho desenvolvido por estes últimos autores consistiu na comparação do desempenho de geogrelhas (30-65), com o desempenho de um geotêxtil associado a uma geogrelha (30-65), ligado e não ligado, no reforço do balastro. Este tipo de compósito pode ser utilizado para reforço e separação (quando é necessário evitar a mistura de dois materiais com características muito diferentes).

A Tabela 2 resume os assentamentos para 30 000 ciclos de carga, considerando duas situações: a do reforço localizado 50mm acima do sub-balastro (posicionamento normal) e directamente no sub-balastro.

Tabela 2. Assentamento aos 30000 ciclos de carga – compósitos geogrelha/geotêxtil (adaptado de Brown *et al.*, 2007 por Lopes, 2009).

| Reforço                                  |                 | Assentamento aos 30000 ciclos de carga |
|--|-----------------|--|
| Tipo                                     | Localização     |  |
| Geogrelha 30-65                          | Normal          | 7,8                                    |
| Geogrelha 30-65 com geotêxtil ligado     |                 | 12,8                                   |
| Geogrelha 30-65                          | No sub-balastro | 9,0                                    |
| Geogrelha 30-65 com geotêxtil não ligado |                 | 11,4                                   |
| Não reforçado                            | -               | 11,7                                   |

Os resultados obtidos permitiram concluir que a utilização de um geotêxtil (ligado ou não) em conjunto com uma geogrelha interfere no mecanismo de reforço. Os autores verificaram que quando reforço está no seu posicionamento normal o compósito é ineficaz e conduz a um assentamento superior ao do caso não reforçado. Este comportamento decorre da inibição, por parte do geotêxtil, da penetração das partículas de balastro nas aberturas da geogrelha (Lopes, 2009).

No caso de o reforço estar posicionado directamente no sub-balastro a eficácia da geogrelha 30-65 é menor pois, devido às menores dimensões das partículas constituintes do sub-balastro, há redução da mobilização da resistência nas aberturas da geogrelha. Para o compósito, posicionado no sub-balastro, a redução nos assentamentos verificada após ensaios é pouco significativa, relativamente ao caso não reforçado (Lopes, 2009).

### **3.3. Durabilidade associada à resistência**

#### **3.3.1. Considerações iniciais**

De entre os agentes que afectam a durabilidade dos geossintéticos, nomeadamente associada à sua resistência, neste trabalho estudaram-se os efeitos da abrasão e da danificação durante a instalação (DDI). Por essa razão, nesta secção apenas se incluem aspectos relativos a estes dois agentes.

#### **3.3.2. Abrasão**

A abrasão pode ser definida como o desgaste de um material devido a forças friccionais geradas pelo contacto entre duas superfícies. Normalmente a resistência à abrasão é avaliada de acordo com a perda percentual de massa ou resistência/extensão residual de acordo com ensaios sob condições especiais (Shukla, 2002).

Nas aplicações ferroviárias, a questão da abrasão torna-se muito significativa, particularmente nos geotêxteis aplicados sob as camadas de balastro, já que as partículas do balastro por acção das cargas cíclicas tendem a ter pequenos mas continuados deslocamentos (Pinto, 2005).

Nos estudos laboratoriais de simulação da abrasão efectuados por Van Dine *et al.* (1982), sobre amostras de geotêxteis tecidos e não tecidos com m.u.a. variável de 137g/m<sup>2</sup> a 730g/m<sup>2</sup>, foi verificado que os principais processos de abrasão ocorridos nos geotêxteis tecidos foram a desagregação superficial, a separação e corte, enquanto nos geotêxteis não tecidos foram verificados a desagregação superficial, achatamento, e corte. Na Tabela 3 estão descritos os processos de abrasão observados por inspecção visual e ao microscópio descritos por Van Dine *et al.* (1982).

Os estudos de Hausmann e Ring (1990), para analisar o efeito da abrasão na resistência à tracção dos geossintéticos, envolveram a exumação de vários geotêxteis com m.u.a. variável (180 a 415g/m<sup>2</sup>), colocados a diferentes profundidades do balastro (270 a 440mm), e submetidos à passagem 25-40 milhões de toneladas de tráfego ferroviário. As conclusões obtidas por Hausmann e Ring (1990) foram que a perda de resistência à tracção parece estar relacionada com a m.u.a. do material e com o volume de tráfego circulante na linha. Durante a exumação dos materiais foi detectada a presença de algum

material fino na camada de balastro devido à existência de perfurações nos geotêxteis, no entanto, foi observado que a função de separação continuou a ser desempenhada satisfatoriamente.

A profundidade de colocação do geotêxtil também vai influenciar a abrasão sofrida pois, quanto maior for a profundidade de colocação menor será a danificação sofrida por abrasão, devido às menores tensões a que o material está sujeito (Pinto, 2005).

Tabela 3. Descrição dos processos de abrasão (adaptado de Van Dine *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.                            |

Estudos mais recentes, relativos ao efeito da abrasão na resistência à tracção e na dimensão aparente dos poros, foram realizados por Pinto (2005) sobre dois geotêxteis não tecidos distintos.

No estudo realizado por Pinto (2005) foram ensaiados dois tipos de geotêxteis: um geotêxtil com uma baixa resistência à tracção, uma elevada extensão na rotura e com uma massa por unidade de área (m.u.a.) de 285g/m<sup>2</sup>, valor mínimo admissível para o geotêxtil poder ser aplicado em obras ferroviárias (GT2); um geotêxtil com uma elevada resistência à tracção, uma menor extensão na rotura, uma elevada m.u.a. (700g/m<sup>2</sup>) e por isso mais adequado na aplicação de obras ferroviárias (GT1).

Para além do estudo dos efeitos da abrasão em geotêxteis, actuando isoladamente, Pinto (2005) realizou ensaios, com o mesmo tipo de geotêxteis, mas considerando o efeito combinado da DDI e da abrasão. Nos ensaios de danificação durante a instalação foi utilizado um material distinto do especificado na norma. Pinto (2005) optou por utilizar material de balastro de via-férrea, com dimensões entre os 31,5 e os 63mm, com uma resistência à abrasão obtida no ensaio de Los Angeles de 16,9%, de forma a representar as condições reais de instalação dos geossintéticos entre camadas de balastro nas estruturas ferroviárias. Os resultados obtidos pelo referido autor encontram-se resumidos na Figura 4.

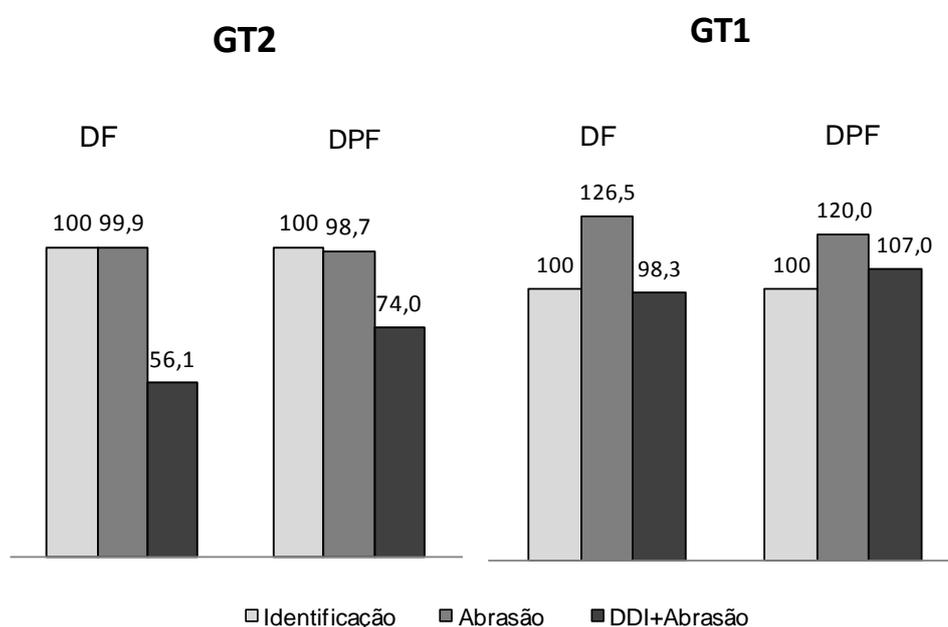


Figura 4. Resistências à tracção residuais obtidas para o geotêxtil GT1 e GT2 (adaptado Pinto, 2005).

Durante os ensaios de abrasão com o GT2, devido à elevada extensão na rotura e a sua baixa resistência à tracção, verificou-se a adesão do geotêxtil à película abrasiva, anulando desta forma a simulação do fenómeno de abrasão. Segundo Pinto (2005) este comportamento pode ser benéfico na aplicação de geotêxteis na camada de balastro, pois permite ao geotêxtil deformar-se e adaptar-se à forma das partículas do balastro sem sofrer rotura. Para o GT1, a sua elevada resistência à tracção e a menor extensão permitiram simular de forma eficaz a abrasão.

Relativamente aos resultados obtidos para os provetes submetidos à abrasão, verificou-se que a resistência à tracção do GT2 praticamente não se alterou, e o GT1 aumentou a sua resistência à tracção em cerca de 27% e 20%, na direcção de fabrico e na direcção perpendicular à de fabrico, respectivamente, devido provavelmente à reorientação de alguns filamentos. Neste geotêxtil (GT1) o fenómeno da abrasão teve efeito apenas na camada superficial do material, verificando-se a reorientação dos filamentos na direcção da abrasão, a criação pontual de nódulos e uma desagregação superficial parcial (já que os filamentos que constituem o GT1 são do tipo contínuo).

Quanto às propriedades hidráulicas, o geotêxtil GT2 não sofreu praticamente alteração na dimensão aparente dos seus poros (aumentou de 0,138mm para 0,139mm) já que o fenómeno de abrasão não foi eficazmente simulado nesse geotêxtil. No caso do GT1, foi verificada uma diminuição de cerca de 25% na dimensão aparente dos seus poros, devido provavelmente ao destacamento parcial dos filamentos da estrutura do geotêxtil, que originou a formação de uma trama de filamentos superficiais solta, com uma distribuição de poros mais fechada (Pinto, 2005).

Os resultados dos provetes GT2, submetidos à DDI e à abrasão, demonstraram uma redução significativa da resistência à tracção (cerca de 44% para a direcção de fabrico), enquanto nos geotêxteis GT1 a resistência baixou 2% na direcção de fabrico, e aumentou cerca de 7% na direcção perpendicular à de fabrico. Pinto (2005) refere que o aumento de resistência verificado pode ter origem na combinação de dois fenómenos: a reorientação de alguns filamentos e a presença de algumas partículas finas na estrutura do geotêxtil.

Os ensaios de porometria revelaram um aumento da dimensão aparente dos poros após DDI e abrasão, 83% para o GT2 e 23% para o GT1. No caso do provete GT2, o aumento do valor de  $O_{90}$  parece comprometer a sua utilização em estruturas ferroviárias, em contacto directo com o balastro, uma vez que a sua capacidade de retenção sofreu uma diminuição de 83% e os cortes e perfurações verificados permitem a passagem de partículas com dimensões máximas de 17mm. No provete GT1 os aumentos verificados não parecem comprometer a sua utilização em aplicações ferroviárias.

Pinto (2005) refere que ainda não se encontram publicados resultados obtidos em equipamentos idênticos ao utilizado na simulação da abrasão, e portanto os resultados

devem ser encarados com precaução e comparados com espírito crítico a outros resultados obtidos, quer em equipamentos semelhantes quer da recolha de amostras “*in situ*”.

### 3.3.3. Danificação durante a instalação

#### 3.3.3.1. Introdução

A danificação durante a instalação de geossintéticos resulta das operações de colocação e compactação do material de aterro junto aos geossintéticos e das operações de manuseamento dos mesmos (Pinho Lopes, 2006), tendo como consequência a alteração das propriedades dos geossintéticos e pondo em risco o desempenho das suas funções em serviço.

De acordo com Shukla (2002), em alguns casos as tensões induzidas durante a instalação do geossintético poderão ser superiores às tensões a que o geossintético irá estar sujeito em serviço e, portanto, superiores às tensões consideradas no dimensionamento do mesmo. De forma a contornar esta é questão, alguns autores sugerem a utilização de geossintéticos mais resistentes. No entanto, Pinho Lopes (2006) refere que este procedimento pode induzir custos significativos na aplicação de geossintéticos.

O grau de danificação mecânica depende de várias condições nomeadamente, o tipo de geossintético, a granulometria e angulosidade do material colocado sobre o geossintético, a espessura das camadas de aterro, o tipo e peso do equipamento de espalhamento e compactação utilizado, os procedimentos utilizados e as condições climáticas (Pinho Lopes, 2006). No caso das aplicações ferroviárias, o geossintético fica geralmente em contacto com balastro, ou seja, em contacto com partículas de grandes dimensões (31,5-63mm) e do tipo angular (Pinto, 2005).

Na Tabela 4 são apresentados os factores que influenciam a danificação de geossintéticos segundo Watn e Chew (2002).

Tal como já foi referido, os efeitos da danificação durante a instalação de geossintéticos podem comprometer o funcionamento adequado destes materiais para realizar as funções para que foram dimensionados. No entanto, dependendo do tipo de função a

desempenhar pelo geossintético, a sua danificação e alteração das propriedades pode ser mais ou menos condicionante para o seu desempenho (Pinto, 2005).

Tabela 4. Factores que influenciam os mecanismos de danificação dos geossintéticos (adaptado de Watn e Chew, 2002).

|  |   |
|--|---|
| Solo de fundação   | Rigidez                                 |
|  | Resistência                             |
| Material de aterro   | Dimensão das partículas (granulometria) |
|  | Angulosidade                            |
| Procedimentos construtivos e equipamento de compactação/espalhamento | Tensões induzidas durante a instalação  |
|  | Espessura da camada de aterro           |
|  | Peso do equipamento de compactação      |
|  | Vibração provocada pela compactação     |
| Condições climáticas   | Temperatura                             |
|  | Água                                    |
| Características dos geossintéticos                                   | Tipo de polímero                        |
|  | Tipo de fibras e dimensão               |
|  | Processo de fabrico                     |
|  | Espessura                               |
|  | Massa por unidade de área               |

Segundo Christopher e Elias (1998), a avaliação dos efeitos da DDI em geossintéticos em aplicações de reforço é bastante importante, pois a redução da resistência destes materiais pode comprometer o seu funcionamento, podendo levar à rotura da estrutura. Em relação às funções de separação e/ou filtragem, as perfurações e cortes resultantes da danificação mecânica vão reduzir significativamente a eficácia dos geossintéticos a longo prazo, e para funções de barreira, o efeito do punçoamento a curto prazo e os cortes podem conduzir a penetrações a longo prazo, deixando de exercer a sua função principal.

### 3.3.3.2. Função de filtragem/separação

Na aplicação de geotêxteis para separação e filtração, geralmente o geotêxtil consegue cumprir a sua função, mesmo com um certo nível de danos. Assim, a avaliação da danificação durante a instalação não é tão crítica como em estruturas onde as consequências dos danos mecânicos são mais severas (Watn e Chew, 2002).

A danificação mais gravosa para as funções de filtragem/separação é aquela que altera a dimensão característica dos poros do geossintético, ou seja, os cortes e as perfurações.

Este tipo de danificação depende da forma do material sobrejacente ao geossintético (angular ou rolado), da espessura da camada sobrejacente e do equipamento de compactação utilizado (Pinto, 2005).

O regulamento Alemão (apresentado por Wilmers, 2005), relativamente à aplicação de geossintéticos em pavimentos rodoviários com funções de separação e filtragem, apresenta um método para classificar a robustez mínima que o geotêxtil deve possuir para “sobreviver” à danificação mecânica durante a sua instalação. Note-se que, dado que o âmbito do presente trabalho inclui as aplicações de geossintéticos em linhas férreas, estas recomendações não são directamente aplicáveis aos casos em apreço.

Segundo Braü (1998), esta classificação é feita tendo em conta as características do solo adjacente (forma das partículas) e o tipo de compactação utilizado.

Este método consiste então, em definir a classe do material de aterro a ser aplicado (Tabela 5) e a classe correspondente ao tipo de compactação a utilizar (Tabela 6).

A classe de robustez do geotêxtil, e as suas propriedades mínimas são obtidas tendo em conta as classes obtidas para o material de aterro e compactação definidos (Tabela 7 e Tabela 8).

Tabela 5. Forma e tipo de material granular a aplicar (adaptado de Braü, 1998).

|     | <b>Características do solo adjacente</b>                                |  |
|-----|---|--|
|     | <b>Partículas não angulosas</b>   | <b>Partículas angulosas</b>            |
| AS1 | As acções do solo e dos processos de instalação não afectam o geotêxtil |  |
| AS2 | Areia grossa sem seixo  | ---                                    |
| AS3 | Areia grossa com menos de 40% de seixo                                  | Areia grossa sem seixo                 |
| AS4 | Areia grossa com mais de 40% de seixo                                   | Areia grossa com menos de 40% de seixo |
| AS5 | ---   | Areia grossa com mais de 40% de seixo  |

Tabela 6. Condições de aplicação (adaptado de Braü, 1998).

|     |   |
|-----|---|
| AB1 | Instalação manual e pressões de compactação desprezáveis                                      |
| AB2 | Instalação mecânica e pressões de compactação desprezáveis                                    |
| AB3 | Instalação mecânica e pressões de compactação significativas (5 a 15cm solo sobrejacente)     |
| AB4 | Instalação mecânica e pressões de compactação significativas (mais de 15cm solo sobrejacente) |

Tabela 7. Classes de robustez do geotêxtil (adaptado de Braü, 1998).

| Condições de aplicação | Casos de carga |      |      |      |
|------------------------|----------------|------|------|------|
|                        | AB1            | AB2  | AB3  | AB4  |
| AS1                    | GRK1           | ---  | ---  | ---  |
| AS2                    | GRK2           | GRK2 | GRK3 | GRK4 |
| AS3                    | GRK3           | GRK3 | GRK4 | GRK5 |
| AS4                    | GRK4           | GRK4 | GRK5 | *    |
| AS5                    | GRK5           | GRK5 | *    | *    |

(\*) para estas aplicações devem ser realizados ensaios in situ ou, em alternativa a altura do solo sobrejacente deve ser aumentada.

Tabela 8. Propriedades mínimas a exigir aos geotêxteis (adaptado de Braü, 1998).

| Geotêxtil             | Propriedade                         | Classe de robustez do geotêxtil |      |      |      |      |
|-----------------------|-------------------------------------|---------------------------------|------|------|------|------|
|                       |                                     | GRK1                            | GRK2 | GRK3 | GRK4 | GRK5 |
| Não-tecido            | Resistência ao punção estático (kN) | ≥0,5                            | ≥1,0 | ≥1,5 | ≥2,5 | ≥3,5 |
|                       | m.u.a. (g/m <sup>2</sup> )          | ≥80                             | ≥100 | ≥150 | ≥250 | ≥300 |
| Tecido em PP e PET(*) | Resistência à tracção (kN/m)        | ≥20                             | ≥30  | ≥35  | ≥45  | ≥50  |
|                       | m.u.a. (g/m <sup>2</sup> )          | ≥100                            | ≥160 | ≥180 | ≥220 | ≥250 |
| Tecido em PET(**)     | Resistência à tracção (kN/m)        | ≥60                             | ≥90  | ≥150 | ≥180 | ≥250 |
|                       | m.u.a. (g/m <sup>2</sup> )          | ≥230                            | ≥280 | ≥320 | ≥400 | ≥550 |

(\*) em monofilamentos ou tiras.

(\*\*) em multifilamentos; resistência à tracção na direcção transversal > 50kN/m.

### 3.3.3.3. Função de reforço

De modo a determinar as consequências resultantes da danificação durante a instalação, vários autores têm realizado ensaios para avaliar a influência da danificação mecânica nas propriedades dos geossintéticos e no desempenho em serviço dos mesmos. Uma vez que os efeitos da DDI são mais gravosos, em termos de segurança, para aplicações de reforço, geralmente, os estudos realizados são sobre a aplicação de geossintéticos em reforço de solos (Pinho Lopes, 2006). De seguida é apresentado o estudo realizado por Hufenus *et al.* (2005) para avaliar a influência da danificação durante a instalação no comportamento de geossintéticos.

Nos ensaios realizados por Hufenus *et al.* (2005) foram ensaiados 38 geotêxteis e geogrelhas diferentes, à escala real. O equipamento de compactação utilizado, nos ensaios de campo, foi relativamente leve, e os geossintéticos foram instalados em areia (0-4mm), em brita rolada (0-60mm) e brita angulosa (0-22mm).

O esquema de ensaio consistiu em colocar uma rede sobre o solo de fundação (brita bem compactada), uma primeira camada de solo, o geossintético, a camada de aterro e compactação da camada a 95% do ensaio Proctor Modificado. Após escavação e remoção dos geossintéticos foi determinada a resistência à tracção a curto prazo dos mesmos, de acordo com a norma EN ISO 10319 (1996). Além dos ensaios à escala real, Hufenus *et al.* (2005), também realizaram ensaios em laboratório para simular a danificação durante a instalação, no entanto, nestes ensaios a carga cíclica aplicada foi de 0,5Hz, apesar de a norma EN ISO 10722-1 (1997) fixar uma carga cíclica de 1Hz.

Os resultados obtidos pelos autores estão de acordo com os estudos anteriores realizados por Troost e Ploeg (1990). Hufenus *et al.* (2005) concluem que o módulo de elasticidade dos geossintéticos não é significativamente afectado pelas tensões induzidas durante a sua instalação, mesmo quando a sua resistência à tracção e extensão na rotura diminuem. Desta maneira, para extensões relativamente baixas e em aplicações onde apenas a resistência à tracção é relevante, a eficiência não parece ser significativamente afectada por danificação mecânica moderada.

A Figura 5 ilustra a perda de resistência à tracção a curto prazo devido aos danos durante a instalação, consoante do tipo de material de aterro utilizado: areia, brita rolada e brita esmagada/angulosa.

Os valores obtidos por Hufenus *et al.* (2005) levaram a reduções de força menores, comparativamente a outros estudos (Elias, 2001), devido principalmente à baixa energia de compactação utilizada. A interpretação dos valores residuais da resistência à tracção dos geossintéticos demonstra que a capacidade de sobrevivência de um geossintético depende principalmente do tipo de estrutura do mesmo, sendo o tipo de polímeros que os constituem de importância secundária. O grau de danificação devido à instalação depende essencialmente da dimensão máxima das partículas do agregado onde o geossintético será instalado e da sua forma (angular, arredondado).

Os coeficientes de redução para a danificação durante a instalação propostos por Hufenus *et al.* (2005) são apresentados na Tabela 9 e Tabela 10. Os valores são válidos para uma compactação padrão com cerca de 3-4 passagens e foram baseados em dados

representativos de diferentes estudos, sendo válidos para a maioria das aplicações, mesmo com condições mais severas do que as utilizadas nos ensaios.

Para a instalação de geossintéticos em solos com partículas de diâmetro acima de 150mm, os autores recomendam a realização de testes à escala real, para avaliar o respectivo factor de redução, de acordo com o proposto por Watts e Brady (1990).

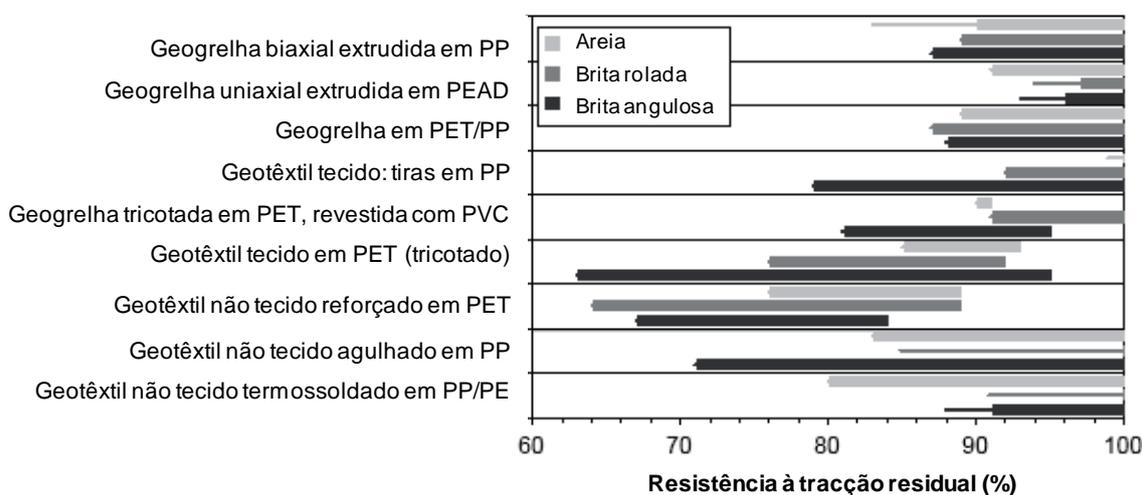


Figura 5. Resistência à tração retida para os geossintéticos testados (adaptado de Hufenus *et al.*, 2005).

Tabela 9. Factores de redução devido à DDI para uma compactação *standard* com uma pressão  $\leq 55$ KPa (adaptado de Hufenus *et al.*, 2005).

| Tipo de geossintético               | Solo com partículas finas (Silte, argila, areia) | Solo com partículas arredondadas Dimensão <150mm | Solo com partículas angulosas Dimensão <150mm |
|-------------------------------------|--|--|---|
| Geogrelha biaxial extrudida         | 1,0 – 1,2  | 1,0 – 1,3  | 1,1 – 1,5                                     |
| Geogrelha uniaxial extrudida        | 1,0 – 1,2  | 1,0 – 1,3  | 1,1 – 1,5                                     |
| Geogrelha lisa                      | 1,0 – 1,2  | 1,0 – 1,3  | 1,1 – 1,5                                     |
| Geotêxtil tecido: tiras             | 1,1 – 1,6  | 1,2 – 1,7  | 1,2 – 1,9                                     |
| Geogrelha tricotada                 | 1,1 – 1,4  | 1,1 – 1,5  | 1,2 – 1,8                                     |
| Geotêxtil tecido ou tecido agulhado | 1,3 – 2,0  | 1,3 – 2,1  | 1,4 – 2,4                                     |
| Geotêxtil não tecido reforçado      | 1,2 – 1,9  | 1,3 – 2,0  | 1,3 – 2,2                                     |
| Geotêxtil não tecido agulhado       | 1,1 – 1,5  | 1,1 – 1,5  | 1,2 – 1,8                                     |
| Geotêxtil não tecido termossoldado  | 1,1 – 1,6  | 1,2 – 1,7  | 1,2 – 1,9                                     |

Tabela 10. Factores de redução devido à DDI para uma compactação *standard* com uma pressão >55KPa (adaptado de Hufenus *et al.*, 2005).

| Tipo de geossintético               | Solo com partículas finas (Silte, argila, areia) | Solo com partículas arredondadas Dimensão < 150mm | Solo com partículas angulosas Dimensão < 150mm |
|-------------------------------------|--|---|--|
| Geogrelha biaxial extrudida         | 1,0 – 1,4  | 1,1 – 1,5   | 1,2– 1,8                                       |
| Geogrelha uniaxial extrudida        | 1,0 – 1,4  | 1,1 – 1,5   | 1,2 – 1,8                                      |
| Geogrelha lisa                      | 1,0 – 1,4  | 1,1 – 1,5   | 1,2 – 1,8                                      |
| Geotêxtil tecido: tiras             | 1,2 – 1,9  | 1,3 – 2,0   | 1,3 – 2,2                                      |
| Geogrelha tricotada                 | 1,2 – 1,7  | 1,2 – 1,8   | 1,3 – 2,1                                      |
| Geotêxtil tecido ou tecido agulhado | 1,4 – 2,3  | 1,4 – 2,4   | 1,5 – 2,7                                      |
| Geotêxtil não tecido reforçado      | 1,3 – 2,2  | 1,4 – 2,3   | 1,4 – 2,5                                      |
| Geotêxtil não tecido agulhado       | 1,2 – 1,7  | 1,2 – 1,8   | 1,3 – 2,1                                      |
| Geotêxtil não tecido termossoldado  | 1,2 – 1,9  | 1,3 – 2,0   | 1,3 – 2,2                                      |

Relativamente aos resultados dos ensaios realizados em laboratório, os autores afirmam que, apesar de os resultados mostrarem uma correlação razoável com os resultados dos ensaios de campo, na maioria dos casos os coeficientes de redução obtidos para a danificação mecânica são conservadores.

#### 3.3.3.4. Influência do material confinante

Paula *et al.* (2004) realizaram ensaios de danificação durante a instalação em diferentes tipos geossintéticos e para diferentes materiais de confinamento, de forma a quantificar a sua influência na danificação dos geossintéticos. No programa de ensaios realizado, a propriedade de referência considerada foi a resistência à tracção a curto prazo, avaliada de acordo com a norma EN ISO 10319 (1996).

As características de referência dos geossintéticos encontram-se na Tabela 11 e os materiais confinantes utilizados foram: material granítico (4,75-12,5mm) e calcário (4,75-19mm) com valores de perda por desgaste de Los Angeles de 28% e 19,3%, respectivamente.

Para poder comparar os resultados obtidos com os materiais granulares naturais e o material granular sintético indicado na norma EN ISO 10772-1, os referidos autores

realizaram ensaios em três geossintéticos: o geotêxtil tecido, a geogrelha tecida biaxial e a geogrelha extrudida biaxial, utilizando o *corundum* como material confinante (perda por desgaste no ensaio de Los Angeles de 16%). A análise e comparação dos resultados foram feitas tendo em conta os resultados obtidos para os mesmos geossintéticos confinados com o material granítico.

Tabela 11. Resistência à tracção e deformação na rotura dos geossintéticos (intactos) ensaiados (adaptado de Paula *et al.*, 2004).

| Tipo de geossintético |   | Resistência à tracção na DF* (kN/m) | Deformação na rotura (%) |
|-----------------------|---|-------------------------------------|--------------------------|
| GGeu                  | Geogrelha extrudida uniaxial em PEAD              | 57,36                               | 13,83                    |
| GGeb                  | Geogrelha extrudida biaxial em PP                 | 45,91                               | 14,83                    |
| GGtb                  | Geogrelha tecida biaxial em PE                    | 60,14                               | 21,07                    |
| GTnt                  | Geotêxtil não tecido em PP (800g/m <sup>2</sup> ) | 50,11                               | 111,94                   |
| GTt                   | Geotêxtil tecido em PP (320g/m <sup>2</sup> )     | 68,97                               | 14,89                    |

(\*)DF – direcção de fabrico

Tabela 12. Resultados dos ensaios de tracção após DDI – Resistência residual (em %).

| Material                                 | Agregado sintético | Agregado granítico | Agregado calcário |
|--|--------------------|--------------------|-------------------|
| Geotêxtil tecido (320 g/m <sup>2</sup> ) | 43,2               | 57,6               | 66,9              |
| Geogrelha tecida biaxial                 | 77,4               | 88,7               | 98,8              |
| Geogrelha extrudida biaxial              | 102,9              | 92,9               | 96,8              |

Os resultados obtidos por Paula *et al.* (2004) permitiram concluir que:

- Os geossintéticos danificados com o material granítico apresentam valores de resistência residual menores (DDI resultante é maior) do que quando danificados com o material calcário, sendo a resistência retida nas geogrelhas maior do que nos geotêxteis, denunciando uma maior sensibilidade deste tipo de geossintéticos à DDI;
- Foi verificada uma grande dispersão nos valores do coeficiente de variação, que segundo Pinho Lopes e Lopes (2001) significa que os diferentes geossintéticos respondem com mecanismos de danificação distintos, apesar de os geossintéticos terem sido danificados nas mesmas condições;
- Quando o material confinante é natural, a petrografia influencia significativamente a danificação durante a instalação;

- Quanto maior for o grau de danificação, maior será a alteração do comportamento tração-extensão dos geossintéticos;
- A danificação durante a instalação simulada em laboratório é maior quando o material confinante é o material granular sintético (*corundum*), no caso do geotêxtil tecido e da geogrelha tecida biaxial, sendo importante o desenvolvimento de investigação no sentido de definir o material granular confinante a utilizar nos ensaios de laboratório que melhor simule a danificação durante a instalação dos geossintéticos em obras reais;
- Segundo os valores da resistência ao desgaste Los Angeles, seria de esperar que o material calcário induzisse maior danificação nos geossintéticos (menor percentagem de desgaste), porém a origem petrográfica do material sobrepôs-se ao valor do parâmetro Los Angeles. Assim, é possível afirmar que a consideração do valor de resistência ao desgaste Los Angeles carece de significado quando o material granular confinante é natural.

## **4. ENSAIOS LABORATORIAIS DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO E ABRASÃO DE GEOSSINTÉTICOS**

### **4.1. Introdução**

No presente capítulo é feita a apresentação do estudo laboratorial desenvolvido para a simulação dos fenómenos de danificação durante a instalação e abrasão de geossintéticos. Os ensaios em questão pretendem contribuir para o estudo da influência dos efeitos da DDI e da abrasão na durabilidade dos geossintéticos em aplicações ferroviárias, através da caracterização do comportamento mecânico de curto prazo destes materiais e da determinação dos coeficientes de redução a aplicar no seu dimensionamento.

Os ensaios de DDI e abrasão foram realizados nos equipamentos existentes no Laboratório de Geossintéticos (LGS) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), de acordo com os procedimentos descritos nas normas actualmente em vigor:

- NP EN ISO 13427:2006 – Geotêxteis e produtos relacionados. Simulação do dano por abrasão – ensaio de bloco deslizante (ISO 13427:1998);
- EN ISO 10722:2007 – Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material (ISO 10722:2007).

Para a caracterização dos efeitos dos referidos fenómenos nos geossintéticos foram realizados ensaios de tracção de acordo com as especificações da norma EN ISO 10319:2008 – Geosynthetics. Wide-width tensile test (ISO 10319:2008).

### **4.2. Geossintéticos utilizados no estudo**

Como já se referiu, com este trabalho pretende-se avaliar os efeitos da abrasão e da DDI sobre geossintéticos utilizados em obras ferroviárias, em particular no seu comportamento mecânico de curto prazo. Para tal foram escolhidos três materiais com diferente estrutura (Figura 6): um geotêxtil não tecido em polipropileno com m.u.a. de 800g/m<sup>2</sup> (GTX); uma geogrelha extrudida biaxial em polipropileno (GGR); um

geocompósito unidireccional (GCR) constituído por um geotêxtil não tecido de polipropileno (PP) reforçado por filamentos de poliéster (PET) de elevada resistência.

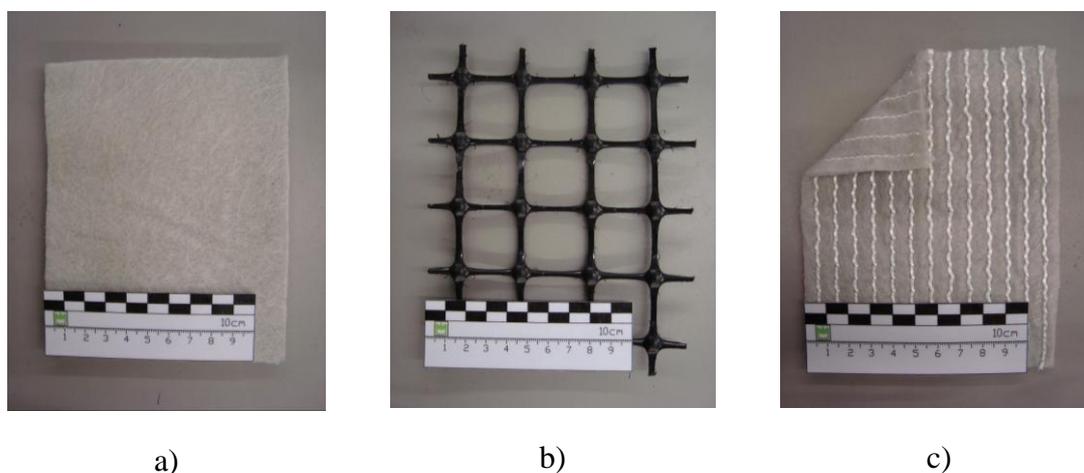


Figura 6. Materiais utilizados no estudo: a) GTX; b) GGR; c) GCR.

Na Tabela 13 são apresentados os valores da resistência à tracção nominal (fornecido pelo fabricante) dos materiais, na direcção de fabrico e as respectivas extensões para a força máxima.

Tabela 13. Propriedades nominais dos geossintéticos estudados na direcção de fabrico.

| Geossintético | Resistência nominal (kN/m) | Extensão para $T_{máx}$ (%) |
|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| GGR           | 40                         | 11                          |
| GTX           | 50                         | 65                          |
| GCR           | 75                         | 10                          |

### 4.3. Procedimentos de ensaios

#### 4.3.1. Ensaio de tracção

Os procedimentos a seguir no ensaio de tracção de geossintéticos encontram-se descritos na norma EN ISO 10319:2008 – Geosynthetics. Wide-width tensile test (ISO 10319:2008).

O princípio do ensaio consiste em fixar um provete ao longo de toda a sua largura nas garras do equipamento de ensaio de tracção, ao qual é aplicada uma determinada força longitudinal, com uma dada velocidade de extensão, até que ocorra a sua rotura. As

propriedades de tracção do provete são determinadas através de escalas existentes nos equipamentos e a velocidade de extensão fixada para este ensaio é de  $20\pm 5\%$  por minuto para todos os geotêxteis e produtos relacionados.

No ensaio base os provetes possuem as seguintes dimensões: 200mm de largura e 100mm de comprimento entre as garras (para todos os tipos de geotêxteis e geogrelhas). Quando é exigida informação sobre a extensão, são efectuadas medições da deformação utilizando um extensómetro que segue o movimento de dois pontos de referência definidos no provete. Estes pontos de referência estão situados no eixo de simetria do provete, paralelo à carga aplicada, e estão separados por uma distância de 60mm (30mm para cada lado do centro de simetria do provete). Para geogrelhas esta distância pode ser adaptada de forma a incluir pelo menos uma fiada de nós.

De acordo com a norma, antes de iniciar o ensaio devem ser preparados 5 provetes, para cada direcção, do geossintético a ensaiar. A forma de preparação dos provetes deve ser adequada à sua estrutura, no entanto, cada provete deve ter uma largura nominal de  $200\pm 1$ mm e comprimento suficiente para assegurar 100mm entre as garras.

No caso das geogrelhas, os provetes devem ter um mínimo de 200mm de largura, comprimento suficiente para assegurar 100mm entre as garras e conter, pelo menos, uma fiada de nós ou elementos transversais (excluindo aqueles que ficam nas garras do equipamento). Para os materiais com distância entre barras (na largura da geogrelha) inferior a 75mm, os provetes devem incluir 5 elementos de tracção completos nesta direcção e, caso a distância seja igual ou superior a 75mm, apenas são necessários 2 elementos completos na largura do provete. Na preparação dos provetes de geogrelha, os cortes feitos nas barras devem estar, no mínimo, a 10mm de distância dos nós.

Relativamente aos pontos de referência para medição da extensão em provetes de geogrelha, segundo a norma, esses pontos devem estar separados pelo menos 60mm, devem ser marcados no ponto central de uma barra, e devem ser separados pelo menos por um nó ou elemento transversal. Quando necessário, os dois pontos de referência poderão ser separados por mais do que uma fiada de nós ou elementos transversais, para obter uma separação mínima entre pontos de 60mm, devendo ser mantido o requisito de marcar os pontos na barra central.

Todos os provetes devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos nas condições definidas na norma ISO 554: Standard atmospheres for conditioning and/or testing – Specifications ( $65\pm 5\%$  de humidade relativa e  $20\pm 2^{\circ}\text{C}$  temperatura).

Depois de preparados os provetes, estes devem ser colocados, centrados, nas garras do equipamento e ter em atenção que, tanto nos ensaios efectuados na direcção de fabrico como nos efectuados na direcção transversal, o comprimento do provete fica paralelo à direcção de aplicação da força. Dependendo do tipo de extensómetro, a marcação dos pontos de referência no provete deve ser feita antes ou após a colocação do provete nas garras do equipamento.

No início do ensaio é necessário ajustar a distância entre as garras do equipamento para obter um comprimento de provete de  $100\pm 3\text{mm}$  e a razão de extensão a aplicar ao provete durante o ensaio deve ser de  $20\pm 5\%$  por minuto.

Após o ajuste do equipamento, a inserção dos provetes nas garras e a montagem do extensómetro o ensaio pode ser iniciado, aplicando no provete forças de tracção crescentes até que ocorra a rotura do mesmo. Logo que ocorra a rotura do provete, o equipamento deve ser parado, e a força de tracção máxima deve ser registada (com uma precisão de 0,2 % de toda a escala de leitura), assim como a extensão correspondente (com uma precisão até à primeira casa decimal).

A decisão de rejeitar os resultados de uma rotura deve ser baseada nas observações do provete durante o ensaio, na variabilidade do comportamento do material ensaiado e na existência ou não de deslizamento dos pontos de referência de medição da extensão. Caso seja observada alguma irregularidade na curva força-extensão devida ao extensómetro, o resultado correspondente deve ser rejeitado e ensaiado outro provete. A norma refere ainda que, na ausência de algum critério, qualquer rotura que ocorra até 5mm das garras, que resulte num valor abaixo de 50% dos valores médios de todas as outras roturas, deve ser rejeitada.

No caso da geogrelha ensaiada, devido à configuração e modo de fixação dos alvos, usados na medição da extensão, e das dimensões das aberturas da geogrelha (inferior a 75mm), foi necessário fazer alguns ajustes na marcação dos pontos de referência. De

forma a garantir a separação dos pontos de referência por uma fiada de nós, não foi possível garantir uma separação entre alvos de 60mm, mas apenas de 50mm.

No ensaio do geotêxtil e do geocompósito a marcação dos pontos de referência foi feita de acordo com a norma. A medição das extensões foi feita através de um vídeo-extensómetro, que mede a distância entre pontos de referência colocados nos provetes.

Relativamente à selecção das garras a usar no ensaio dos geossintéticos foram feitos alguns ensaios para perceber qual o melhor dispositivo a utilizar para cada tipo de material.

Para a geogrelha foram realizados ensaios experimentais, em provetes intactos, com as garras hidráulicas (Figura 7) e com as garras de cunha com face rugosa (Figura 8-c). Nos ensaios experimentais realizados com as garras de cunha (face rugosa) verificou-se a existência de algum deslizamento do provete nas garras, o que poderá ter influenciado os valores obtidos para força de tracção máxima. Tendo em conta os valores de força máxima obtidos para as diferentes garras, optou-se por escolher as garras hidráulicas na realização dos restantes ensaios, já que a força máxima obtida era superior e aproximava-se mais do valor fornecido pelo fabricante.



Figura 7. Garras hidráulicas utilizadas nos ensaios de tracção da geogrelha GGR.

No caso do geotêxtil também foram feitos ensaios experimentais, em provetes intactos, com as garras hidráulicas e as garras de cunha com base aderente em borracha (Figura 8-b). No ensaio com as garras hidráulicas verificou-se um ligeiro deslizamento

do provete, principalmente nas suas extremidades e que parte da deformação ocorria nas zonas do provete colocadas no interior das garras, onde acabou por ocorrer a rotura. Nos ensaios com as garras de cunha, a base aderente permitiu evitar o deslizamento do provete, e por isso optou-se por usar estas garras nos restantes ensaios. Na Figura 9 é possível ver o escorregamento do provete (GTX) nas suas extremidades, e a zona onde ocorreu a rotura do material.

Nos ensaios de tracção com o geocompósito de reforço GCR, foram utilizadas as garras de cunha com face rugosa (Figura 8-c). Para evitar o escorregamento dos filamentos de PET das garras, os provetes foram cortados com um comprimento de 340mm, para depois se realizar a colagem das extremidades do provete. Antes da dobragem das zonas a colar foram introduzidos dois varões de 6mm, um na zona superior e outro na zona inferior. Na Figura 10 é apresentado o esquema de preparação dos provetes do GCR.

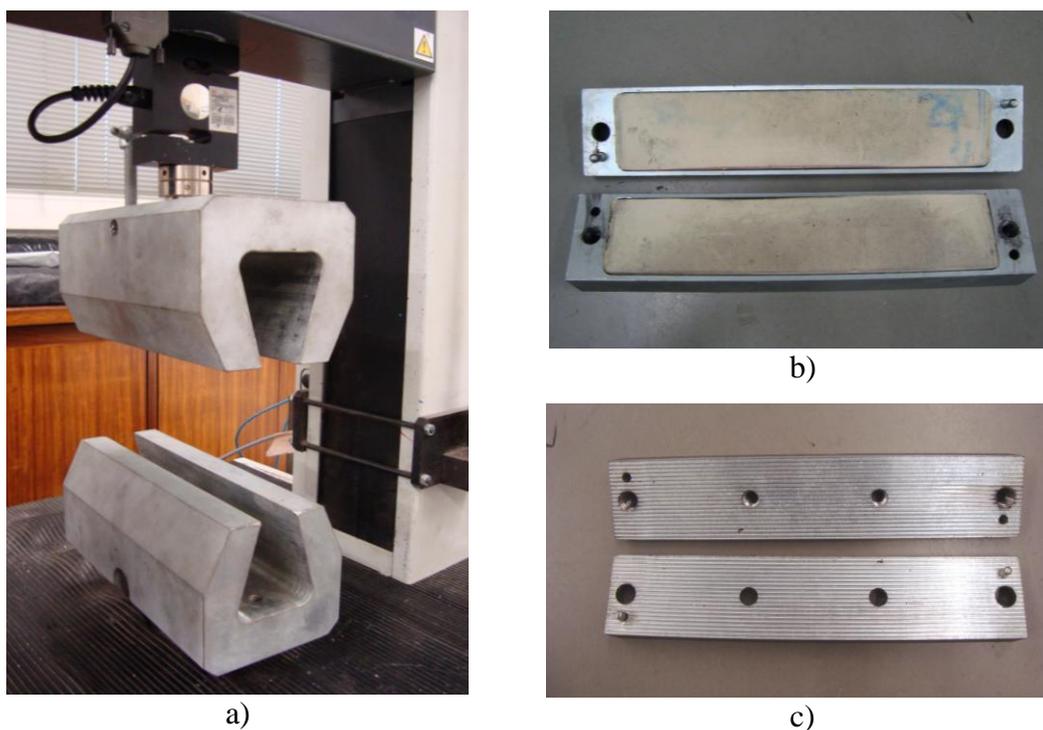


Figura 8. Garras utilizadas nos ensaios de tracção do GTX e GCR: a) suporte das garras de cunha; b) garras de face lisa em borracha; c) garras de face rugosa.

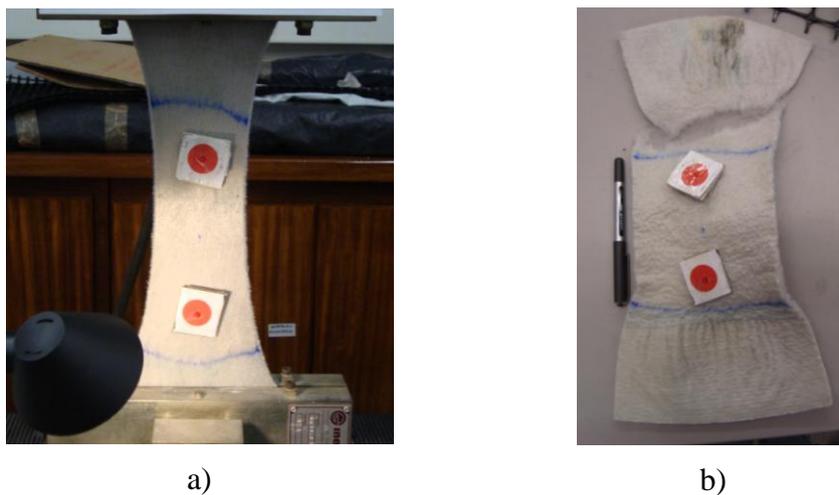


Figura 9. Ensaio de tracção de um provete de geotêxtil GTX com as garras hidráulicas: a) provete durante o ensaio, antes da rotura; b) provete após rotura.

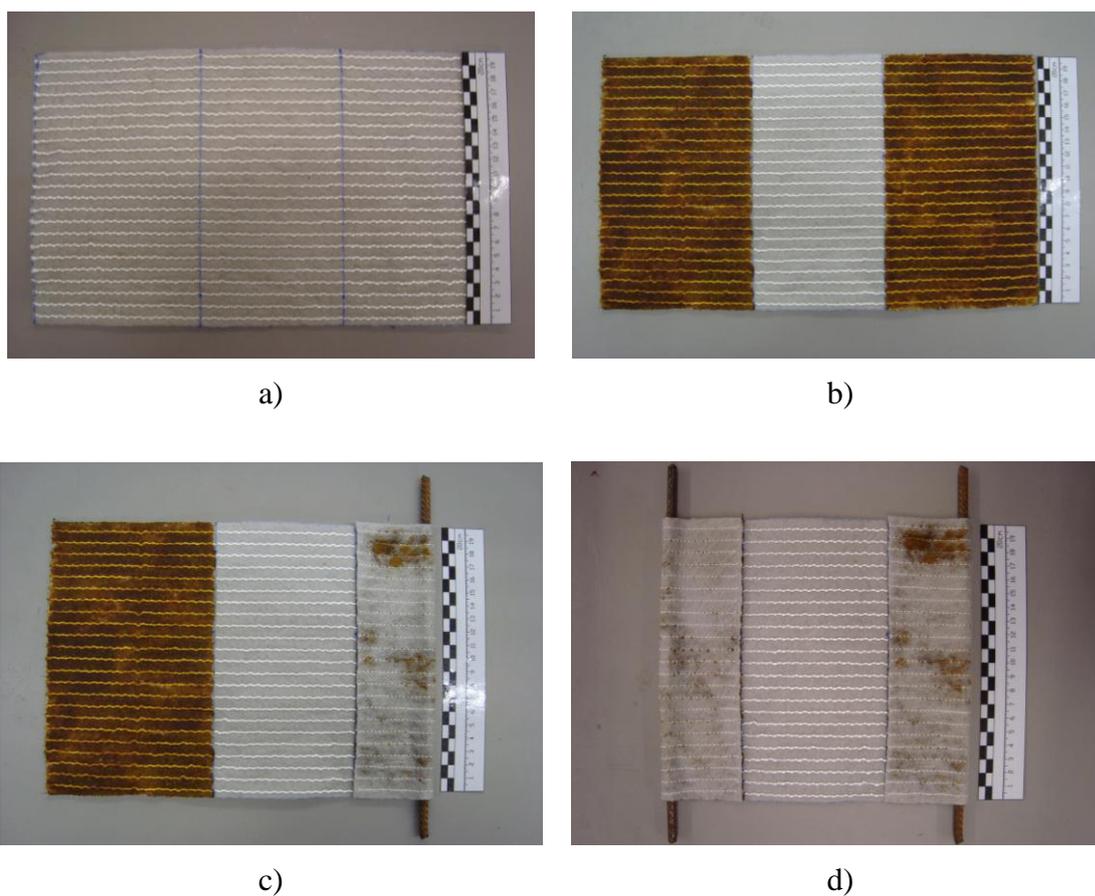


Figura 10. Preparação dos provetes de GCR: a) provete; b) aplicação da cola nas extremidades; c) colocação dos varões de 6mm; d) provete após colagem.

#### 4.3.2. Ensaio de DDI

Os procedimentos a seguir no ensaio laboratorial de DDI encontram-se descritos na norma EN ISO 10722:2007 – Geosynthetics. Index test procedure for the evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material (ISO 10722:2007).

O princípio do ensaio baseia-se na colocação de um provete de geossintético entre duas camadas de um agregado sintético (*corundum*), sendo este submetido a uma tensão dinâmica, durante um determinado período de tempo. Após esse período o provete é retirado do equipamento e submetido a uma inspeção visual e um ensaio mecânico ou hidráulico, para se avaliar as alterações sofridas nas propriedades correspondentes do provete. O resultado das alterações sofridas deve ser expresso em termos de variação (em percentagem), da propriedade de referência, devendo ser incluído no relatório do ensaio os danos visuais observados.

Na Figura 11 é apresentado o aspecto geral do equipamento utilizado no ensaio laboratorial de danificação de geossintéticos.

O equipamento apresentado é composto pelas seguintes partes:

- Mecanismo de aplicação da carga – pode ser controlado de forma a produzir uma pressão sinusoidal, na placa de carregamento, entre os  $900 \pm 10$  kPa e  $5 \pm 0,5$  kPa, a uma frequência de 1 Hz;
- Caixa de danificação – contém o agregado sintético e o geossintético a danificar. A caixa deve ser metálica e rígida, fabricada em aço, com dimensões internas mínimas de 300x300 mm, em planta. Em altura a caixa é constituída por duas partes, com uma altura de 75 mm cada, que são fixas por encaixe. A caixa deve ser colocada sobre uma base rígida que deforme menos de 1 mm, quando a carga de ensaio é aplicada directamente na base, ou deve ser fixada rigidamente ao pistão hidráulico da máquina de compressão;
- Placa de carregamento – é constituída em aço inoxidável, deve ter as dimensões de 100x200 mm e uma rigidez adequada para que possa transmitir as cargas ao agregado, sem sofrer flexão;
- Material granular – o material granular utilizado no processo de danificação deve ser um agregado sintético de óxido de alumínio, com dimensões entre os

5mm e 10mm. O material deve ser peneirado antes da sua primeira utilização e após 3 utilizações, com o peneiro de 5mm, devendo ser rejeitado após 20 utilizações. Todo o material passado deve ser eliminado.

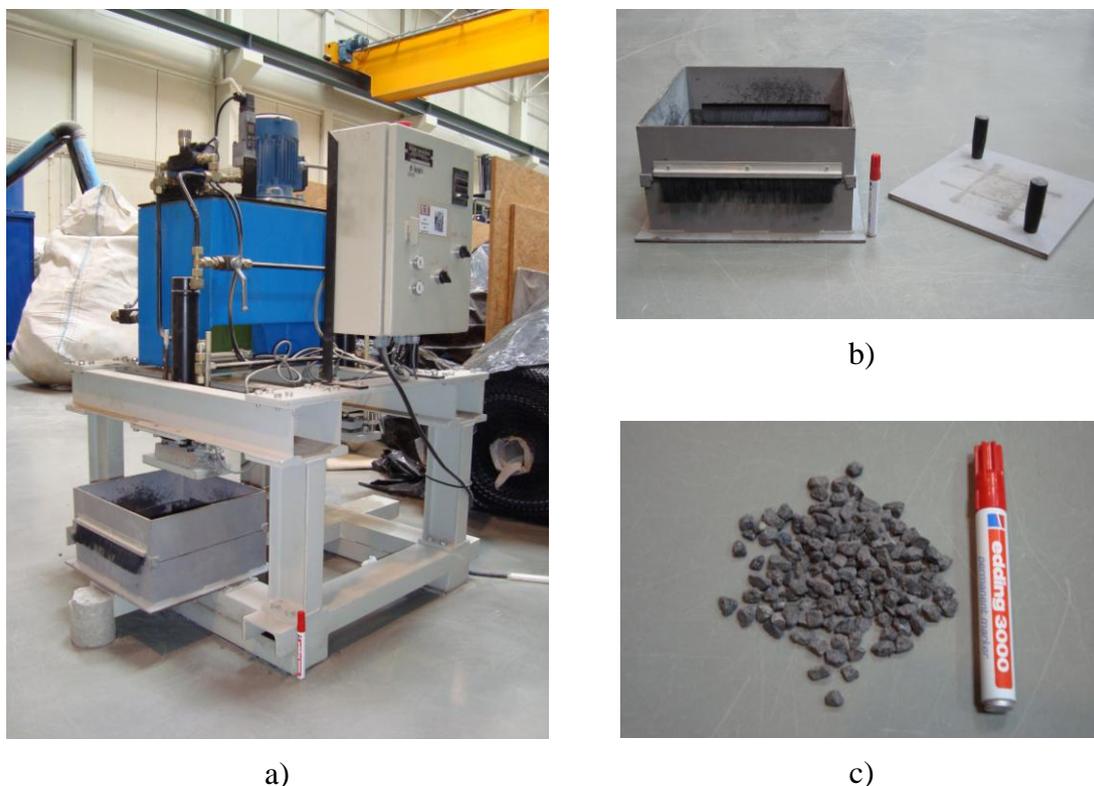


Figura 11. Equipamento de simulação da DDI: a) vista geral do equipamento; b) caixa de danificação e placa metálica; c) material granular sintético.

De acordo com a norma, antes de iniciar o ensaio devem ser preparados 5 provetes para cada direcção do geossintético a ensaiar. Cada provete deve ter 1,0m de comprimento e 0,5m de largura, devendo posteriormente ser cortado em dois provetes com 1,0m de comprimento e 0,25m de largura (um para ser usado no ensaio de danificação e o outro para ser utilizado no ensaio de referência). Note-se que a direcção correspondente ao comprimento do provete corresponde à direcção que se pretende ensaiar.

Todos os provetes devem ser acondicionados e os ensaios devem ser conduzidos nas condições definidas na norma ISO 554: Standard atmospheres for conditioning and/or testing – Specifications ( $65\pm 5\%$  de humidade relativa e  $20\pm 2^\circ\text{C}$  temperatura).

O procedimento de ensaio descrito na norma consiste em encher a parte inferior da caixa metálica com um agregado sintético (*corundum*), colocando duas camadas de

agregado de igual altura, perfazendo um total de 75mm. Cada uma das camadas é compactada com uma placa metálica rígida colocada sobre toda a área da caixa, através da aplicação de uma tensão de  $200\pm 2\text{kPa}$  durante 60 segundos.

Após o enchimento da caixa inferior é colocado o provete a ensaiar sobre a camada de agregado, alinhando o centro do provete com o centro da caixa. Se necessário as extremidades livres do provete, no exterior da caixa, devem ser enroladas para que não sofram danificação durante o ensaio.

Seguidamente a parte superior da caixa é encaixada sobre a parte inferior, e é cheia com agregado solto até atingir 75mm de altura. A caixa é posicionada sob a placa de carga, de forma a ficar centrada com a mesma sendo aplicada uma tensão de  $5\pm 0,5\text{kPa}$ . O carregamento é feito pela aplicação de uma tensão cíclica que varia entre os  $5\pm 0,5\text{kPa}$  e  $500\pm 10\text{kPa}$ , com uma frequência de 1Hz durante 200 ciclos.

No final do ensaio o material granular e o provete são removidos cuidadosamente para que não ocorra danificação adicional. Segue-se a observação visual da danificação existente no provete e o ensaio de referência do mesmo, para avaliar as alterações sofridas nas propriedades de referência. O procedimento descrito deve ser repetido para todos os provetes cortados inicialmente.

No trabalho realizado, tendo em conta a área necessária para realizar os ensaios de controlo (ensaios de tracção), as dimensões adoptadas para os provetes foram: 500mm de comprimento e 250mm de largura.

Nos ensaios de danificação realizados optou-se por fazer variar a tensão cíclica entre os  $5\pm 0,5\text{kPa}$  e  $900\pm 10\text{kPa}$ , de acordo com a versão anterior da norma deste ensaio (EN ISO 10722-1:1997 – Geotextiles and geotextile related products. Procedure for damage during installation. Part 1: Installation in granular material). Desta forma os valores obtidos para a resistência à tracção e coeficientes de redução são mais conservativos do que os que se obteriam com a versão actual da norma.

#### 4.3.3. Ensaio de abrasão

Os procedimentos a seguir no ensaio laboratorial de abrasão encontram-se descritos na norma NP EN ISO 13427:2006 – Geotêxteis e produtos relacionados. Simulação do dano por abrasão – ensaio de bloco deslizante (ISO 13427:1998).

O princípio do ensaio baseia-se na colocação de um provete numa plataforma fixa onde este será friccionado por um abrasivo com características de superfície P100. O abrasivo é movido ao longo de um eixo horizontal com um movimento uniaxial, sob condições controladas de pressão e acção abrasiva. A resistência à abrasão do provete é determinada pela perda das propriedades de tracção do provete, em percentagem.

Na Figura 12 é apresentado o equipamento utilizado para a simulação da abrasão em geossintéticos.



Figura 12. Equipamento laboratorial para simulação da abrasão de acordo com a NP EN ISO 13427 (2006).

Os provetes a ensaiar devem ser cortados com as dimensões de 430x200mm, de acordo com a EN 963:1995 (Geotextiles and geotextile-related products. Sampling and preparation of test specimens.), e os respectivos abrasivos com as dimensões de 220x385mm. A maior dimensão nos provetes de geossintético corresponde à direcção na qual se pretende simular a abrasão.

Na placa superior do equipamento, do lado que não possui esticador, coloca-se uma das extremidades do provete alinhada sob a garra, e apertam-se os parafusos existentes (Figura 13).

De seguida o provete é fixado na extremidade oposta sob a garra existente apertando os 6 parafusos, como se pode ver na Figura 14.



a)



b)

Figura 13. Colocação do provete na placa superior do equipamento de simulação da abrasão, na extremidade que não possui esticador: a) fixação do provete nas garras; b) provete alinhado sob a placa superior.



a)



b)

Figura 14. Colocação do provete na placa superior do equipamento de simulação da abrasão, na extremidade que possui esticador: a) alinhamento do provete; b) fixação do provete na garra.

Para ajustar o provete à placa, devem ser apertados alternadamente os parafusos do esticador (Figura 15). Este esticador vai permitir eliminar as folgas entre o provete e a placa e que, durante o ensaio, a placa superior se desloque relativamente ao provete, enquanto este adere à película abrasiva.

Na placa inferior (deslizante) é colocado o abrasivo, que é fixo nas garras existentes em cada extremidade, apertando os parafusos (Figura 16).



a)



b)

Figura 15. Ajuste do provete à placa superior através do esticador: a) provete antes do ajuste; b) provete após ajuste.

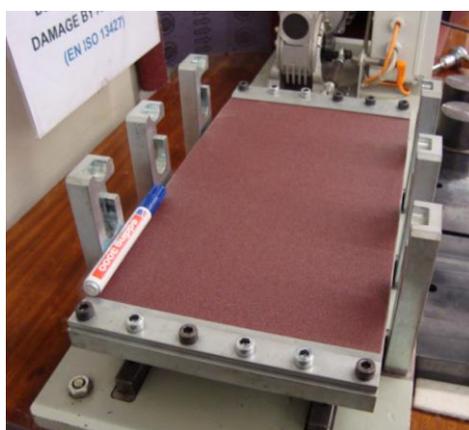


Figura 16. Fixação da película de abrasivo à placa inferior do equipamento de simulação da abrasão.

Após a fixação do provete e do abrasivo às respectivas placas, a placa superior é alinhada e colocada sobre a placa inferior. A placa superior é carregada com três níveis de peso de modo a que a pressão sobre o geossintético seja de 6kPa (Figura 17).

O equipamento deve trabalhar a uma frequência máxima de 90 ciclos por minuto e deve funcionar com essa frequência durante 750 ciclos, ou até à rotura do provete.

No decorrer do ensaio se o provete ou o material abrasivo deslizar nas garras, o provete deve ser desprezado e ensaiado outro, após serem efectuados os ajustes necessários. O abrasivo deve ser substituído após cada ensaio.

No final do ensaio retira-se o provete cuidadosamente, sem provocar qualquer danificação adicional, e segue-se o ensaio de tracção (ensaio de controlo) para determinar a perda de resistência à tracção (em percentagem) sofrida devido à abrasão.



Figura 17. Colocação dos pesos sobre a placa superior do equipamento de abrasão.

Antes de iniciar os ensaios de abrasão nos geossintéticos foram realizados ensaios experimentais para averiguar se, seguindo o procedimento descrito na norma, era possível simular eficazmente o fenómeno de abrasão nos materiais.

Para a amostra de geocompósito (GCR) os procedimentos descritos na norma foram suficientes para simular a abrasão, no entanto, para as amostras de geotêxtil (GTX) e geogrelha (GGR) foi necessário fazer alguns ajustes para conseguir simular o fenómeno. Relativamente ao geocompósito de reforço, a face do material que foi colocada em contacto com a película abrasiva foi a face com os filamentos de PET.

No ensaio dos provetes de geogrelha (GGR), devido à elevada rigidez deste material, verificou-se que a colocação do provete na placa estacionária iria provocar a danificação prematura do material. De forma a conseguir realizar o ensaio foi alterado o posicionamento dos materiais, ou seja, o provete de geogrelha foi colocado na placa inferior (deslizante) sem sofrer danificação prévia, e o abrasivo colocado na placa superior (estacionária).

A Figura 18 apresenta o esquema de montagem utilizado para simular a abrasão na geogrelha em estudo.

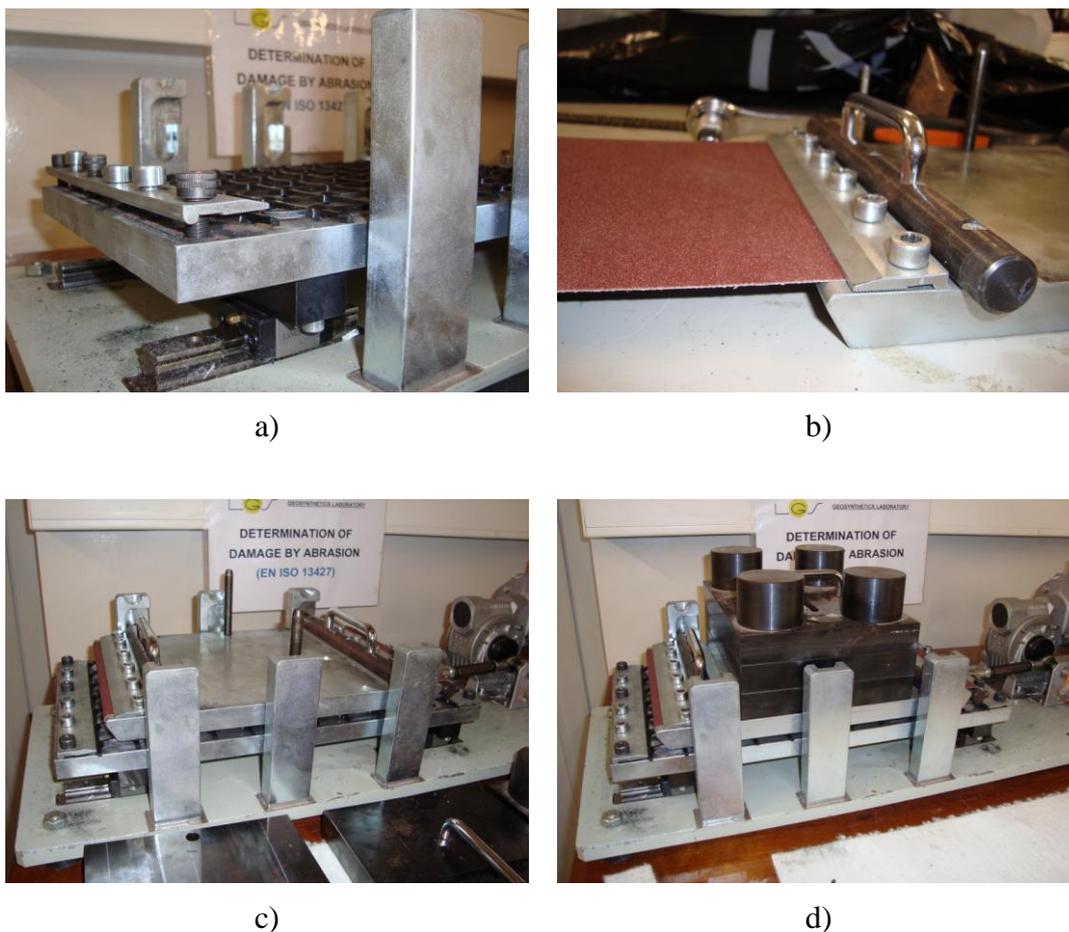


Figura 18. Esquema de ensaio para simulação da abrasão na geogrelha GGR: a) fixação do provete à placa deslizante; b) fixação da película abrasiva à placa estacionária; c) colocação da placa superior sobre a placa deslizante; d) colocação dos pesos sobre a placa superior.

Para os provetes de geotêxtil (GTX) foram realizados dois ensaios experimentais: o primeiro ensaio foi realizado conforme a norma; o segundo teve como base a norma, à exceção do modo de fixação do provete de geotêxtil à placa superior.

No primeiro ensaio experimental a simples fixação do provete nas garras e a utilização do esticador não foi suficiente para eliminar as folgas entre a placa superior e o provete. As folgas existentes permitiram que o provete aderisse ao abrasivo, e que a placa superior se deslocasse em relação ao provete (Figura 19), anulando a simulação do fenómeno de abrasão.

No segundo ensaio experimental a colocação de um abrasivo, com características de superfície P24 (Figura 20), entre a placa superior e o provete de geotêxtil, permitiu

simular de forma eficaz o fenómeno de abrasão. Note-se que o abrasivo P24 apenas serviu para fixar o provete à placa superior.



Figura 19. Deslocamento da placa superior em relação ao provete de geotêxtil durante o ensaio laboratorial de abrasão.



Figura 20. Aspecto da película abrasiva P24 utilizada para fixar o provete de geotêxtil à placa superior.

Na extremidade da placa, do lado que não possui esticador, foram colocados o abrasivo P24 e o provete, alinhados sob a garra, e apertados os parafusos. Do lado oposto, apenas o abrasivo é fixado sob a garra e os parafusos do esticador são apertados alternadamente, para eliminar as folgas existentes entre o abrasivo e a placa superior. De seguida, o provete de geotêxtil é alinhado e fixo no abrasivo, pelo contacto entre os dois materiais (Figura 21).

A configuração apresentada na Figura 21 permitiu simular adequadamente a abrasão sem que existissem deslocamentos relativos entre o provete de geotêxtil (GTX) e a

placa superior. Além disso verificou-se que na face do GTX em contacto com o abrasivo de fixação (P24) não havia alterações visíveis do material.

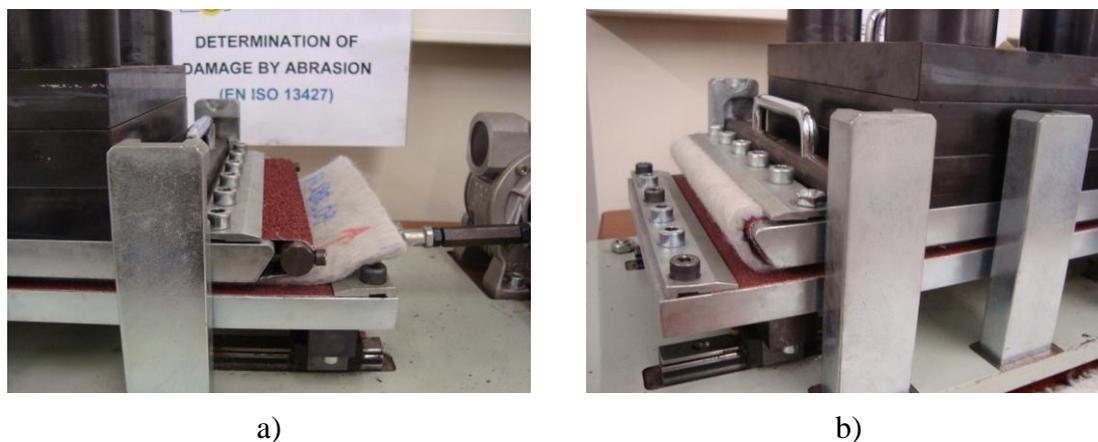


Figura 21. Aspecto do provete de geotêxtil no ensaio laboratorial de abrasão, após fixação à placa superior com abrasivo P24: a) abrasivo P24 fixo na extremidade que possui esticador; b) provete e abrasivo P24 fixos sob a garra na extremidade oposta.

#### 4.4. Apresentação dos resultados

Nas secções seguintes são apresentados os resultados dos ensaios de tracção realizados nos geossintéticos em estudo. Os resultados dizem apenas respeito às propriedades mecânicas na direcção de fabrico dos geossintéticos. Na secção 4.5 os resultados são analisados com detalhe e, sempre que possível, é feita uma análise comparativa.

Para cada geossintético em estudo são apresentados os resultados referentes aos ensaios de tracção: em provetes intactos, cujos valores médios são utilizados como referência para determinar as variações nas propriedades dos geossintéticos; após ensaios isolados de DDI e abrasão; e após a sua combinação.

Os resultados apresentados incluem os valores obtidos nos ensaios de tracção, nomeadamente a resistência à tracção máxima e extensão na rotura, e os respectivos valores do desvio padrão e do coeficiente de variação (C.V.). Com os valores obtidos foi possível traçar a curva força-extensão de cada provete e a respectiva curva aproximada, a partir da qual foi determinada a robustez ( $W$ ), ou seja, a energia dispendida até à rotura, e o módulo de rigidez secante para os valores de extensão de 2%, 5% e 10% ( $J_{sec}$ ).

#### 4.4.1. Geogrelha (GGR)

##### 4.4.1.1. Provetes intactos

Os ensaios de tracção dos provetes intactos seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.1.

Na Tabela 14 são apresentados os valores obtidos no ensaio de tracção da GGR, em provetes com 7 barras na largura. A geogrelha (GGR) caracteriza-se por ter, em média, 32 barras por metro de largura. Os valores da robustez e do módulo de rigidez secante (para os valores de extensão de 2%, 5% e 10%) foram calculados a partir da curva aproximada de cada provete (definida até ao instante da rotura).

Na Figura 22 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes intactos e a curva média correspondente.

Tabela 14. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR intacto.

| Provete       | $T_{\max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{F\max}$<br>(%) | $J_{\text{sec}}(2\%)$<br>(kN/m) | $J_{\text{sec}}(5\%)$<br>(kN/m) | $J_{\text{sec}}(10\%)$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------|
| 1             | 46,55                | 11,13                     | 883,35                          | 604,84                          | 458,99                           | 339,30      |
| 2             | 45,65                | 13,10                     | 551,36                          | 533,15                          | 449,61                           | 394,08      |
| 3             | 46,13                | 10,85                     | 818,91                          | 704,47                          | 458,58                           | 344,95      |
| 4             | 47,32                | 13,32                     | 374,47                          | 557,84                          | 433,31                           | 398,06      |
| 5             | 47,45                | 12,71                     | 599,27                          | 608,41                          | 461,83                           | 401,19      |
| Valor médio   | 46,62                | 12,22                     | 645,47                          | 601,74                          | 452,46                           | 375,52      |
| Desvio padrão | 0,77                 | 1,15                      | 206,82                          | 65,65                           | 11,65                            | 30,65       |
| C.V (%)       | 1,65                 | 9,41                      | 32,04                           | 10,91                           | 2,57                             | 8,16        |

Durante os ensaios houve algum escorregamento dos provetes nas garras, cerca de 2mm, o que poderá ter influenciado os valores obtidos para a resistência à tracção. O valor médio da resistência à tracção obtido é de 46,6kN/m, superior ao valor nominal apresentado pelo produtor (40kN/m); a extensão média na rotura é cerca de 12,2%. Os coeficientes de variação obtidos são de 1,7% e 9,4% para a resistência à tracção e extensão na rotura, respectivamente.

A robustez dos provetes tem o valor médio de 375,5kN/m, e um coeficiente de variação associado de 8,2%. O módulo de rigidez secante tem o valor médio de 645,5kN/m, 601,7kN/m e 452,5kN/m, para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente. Os

coeficientes de variação são de 32,0%, 10,9% e 2,6%, para  $J_{\text{sec } 2\%}$ ,  $J_{\text{sec } 5\%}$  e  $J_{\text{sec } 10\%}$ , respectivamente.

O afastamento verificado entre as curvas força-extensão dos provetes conduz a valores de rigidez bastante distintos, para extensões de 2% e 5%, como se pode constatar na Tabela 14, e portanto, os coeficientes de variação obtidos são mais elevados.

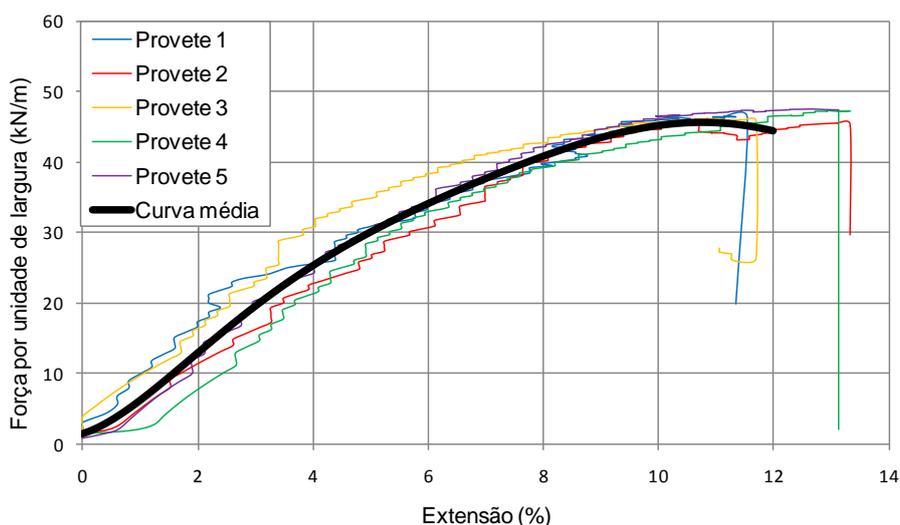


Figura 22. Curvas força-extensão dos provetes GGR intacto e curva média correspondente.

As curvas força-extensão dos provetes evidenciam algumas irregularidades no seu desenvolvimento. Essas irregularidades poderão ter origem no deslocamento dos alvos durante o ensaio, causando erros de leitura com o vídeo-extensómetro.

Na Figura 23 são apresentadas as curvas força-extensão obtidas para o provete 1, considerando os valores da extensão determinados pela distância entre as garras (curva vermelha), e os valores correspondentes à medição da distância entre dois pontos de referência com o vídeo-extensómetro (curva azul, designada por vídeo).

Como se pode verificar, as extensões determinadas pela medição da distância entre as garras são superiores às determinadas com o vídeo-extensómetro, e portanto os respectivos módulos de rigidez são menores (declive menor). Durante o ensaio, a força exercida no provete provoca pequenas oscilações dos pontos de referência, que se traduzem nas irregularidades visíveis na curva força-extensão obtida. Nas extensões determinadas recorrendo à distância entre as garras, não se verificam as mesmas

irregularidades. O afastamento verificado, relativamente à curva obtida com o extensómetro, reflecte a necessidade da medição das extensões em pontos no provete.

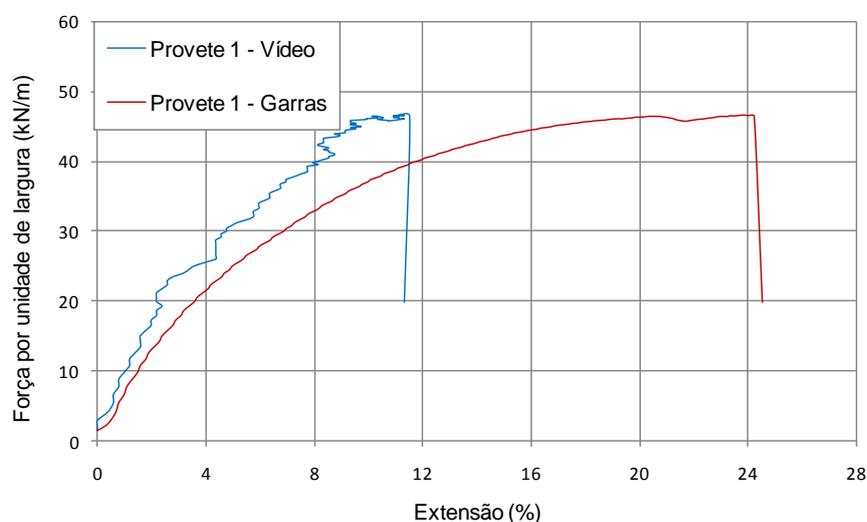


Figura 23. Curvas força-extensão do provete 1 considerando a medição da distância entre as garras e as medições do extensómetro.

É importante referir que os escorregamentos observados nos alvos usados com o vídeo-extensómetro decorrem da forma como estes são fixos à geogrelha. A Figura 24 ilustra modo de fixação dos alvos aos provetes da geogrelha GGR.

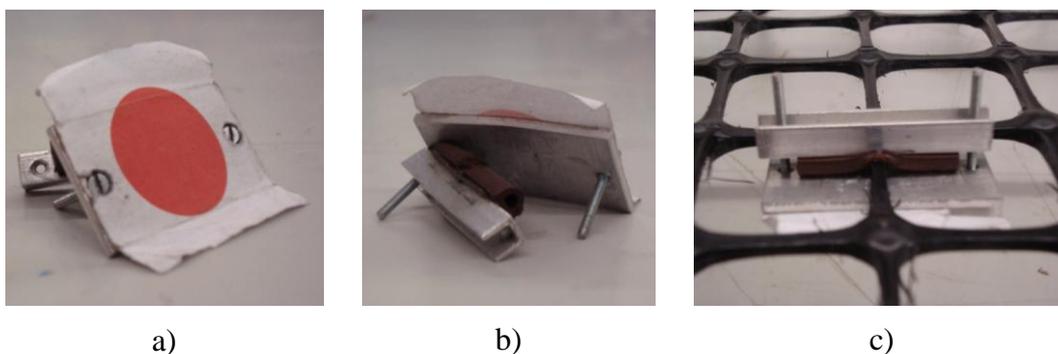


Figura 24. Alvos utilizados para medição das extensões: a) vista frontal; b) vista posterior; c) fixação dos alvos na geogrelha.

Como facilmente se compreende, a deformação do provete (associada a uma diminuição da espessura e/ou largura da barra onde é feita a fixação) permite o movimento dos alvos, com as consequências já referidas.

#### 4.4.1.2. Provetes submetidos a DDI

Os ensaios de DDI em provetes intactos seguiram os procedimentos descritos em 4.3.2. A danificação induzida não provocou alterações visíveis nas amostras de GGR. Após a danificação os provetes foram cortados com as dimensões adequadas para o ensaio de tracção, com 7 barras na largura (32 barras por metro de largura).

Na Tabela 15 apresentam-se os valores obtidos nos ensaios de tracção de amostras do geossintético GGR após ensaios laboratoriais de DDI. As curvas força-extensão dos provetes e a curva média determinada encontram-se na Figura 25.

Tabela 15. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR após DDI.

| Proвете       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec(2\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(5\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(10\%)}$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 47,29               | 10,88                    | 1087,00                  | 730,24                   | 467,63                    | 376,68      |
| 2             | 47,20               | 12,02                    | 960,50                   | 707,94                   | 466,51                    | 414,39      |
| 3             | 46,89               | 11,45                    | 716,37                   | 647,18                   | 463,26                    | 361,17      |
| 4             | 46,83               | 10,60                    | 1115,32                  | 759,96                   | 462,59                    | 366,95      |
| 5             | 47,18               | 8,96                     | 1195,13                  | 787,60                   | 406,11                    | 302,28      |
| Valor médio   | 47,08               | 10,78                    | 1014,86                  | 726,58                   | 453,22                    | 364,29      |
| Desvio padrão | 0,20                | 1,16                     | 186,98                   | 53,63                    | 26,42                     | 40,39       |
| C.V. (%)      | 0,43                | 10,72                    | 18,42                    | 7,38                     | 5,83                      | 11,09       |

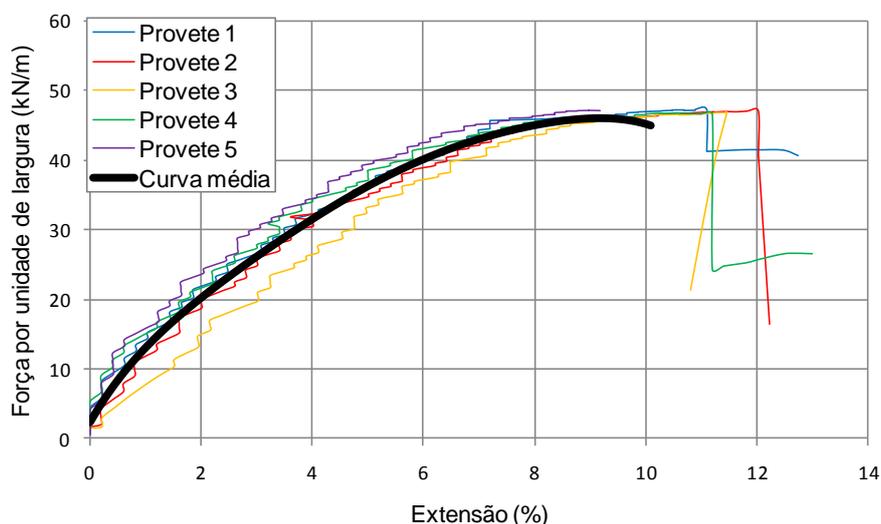


Figura 25. Curvas força-extensão dos provetes do GGR e curva média correspondente, após DDI.

A resistência à tracção obtida (47,1kN/m) é ligeiramente superior ao valor das amostras intactas (46,6kN/m), e o coeficiente de variação, associado às amostras danificadas, é bastante baixo (0,43%).

A extensão média na rotura (10,8%) apresenta uma diminuição de aproximadamente 11,8%, em relação ao valor apresentado pelo material intacto, e respectivo coeficiente de variação é de 10,8%.

A robustez média é 364,3kN/m, ligeiramente inferior ao valor das amostras intactas ( $W=375,5\text{kN/m}$ ); o coeficiente de variação associado é de 11,1%. O módulo de rigidez secante tem o valor médio de 1014,9kN/m, 726,6kN/m e 453,2kN/m, e os coeficientes de variação associados são de 18,4%, 7,4% e 5,8%, para  $J_{\text{sec}2}$  %,  $J_{\text{sec} 5\%}$  e  $J_{\text{sec} 10\%}$ , respectivamente.

Nestes ensaios também foram detectados erros de leitura com o vídeo-extensómetro, e portanto, as curvas força-extensão dos provetes apresentam o mesmo tipo de irregularidades que as curvas obtidas para os provetes intactos. As razões para tal ocorrência são as apresentadas na secção 4.4.1.1.

#### **4.4.1.3. Provetes submetidos a abrasão**

Os ensaios de simulação da abrasão em provetes intactos seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.3.

Os danos provocados pela abrasão foram verificados apenas nos nós da geogrelha (Figura 26) pois, devido à sua espessura (superior à das barras transversais e longitudinais), os nós eram os únicos elementos que estavam em contacto com a película abrasiva durante o ensaio.

Após o ensaio de abrasão a espessura média dos nós era de  $5,2\pm 0,2\text{mm}$ , aproximadamente 13,3% inferior à espessura dos nós nos provetes intactos ( $6\pm 0,1\text{mm}$ ).

Na Figura 27 é apresentado o aspecto da película abrasiva após ensaio de abrasão do GGR, onde se pode verificar que a abrasão teve efeito apenas nos nós do geossintético.

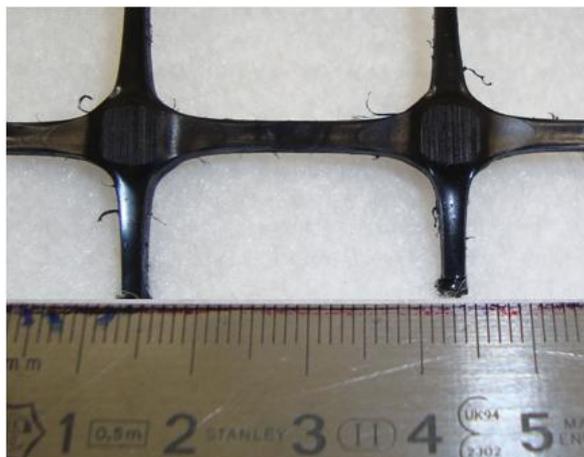


Figura 26. Desgaste dos nós da geogrelha GGR após ensaio de abrasão.



Figura 27. Película abrasiva após ensaio de uma amostra de geogrelha GGR.

Durante o ensaio de tracção verificou-se o escorregamento significativo das amostras devido ao facto de os nós, na zona de amarração do provete às garras, se encontrarem fragilizados pela danificação sofrida durante o ensaio de abrasão. Pela mesma razão a rotura de alguns provetes ocorreu ao longo dos nós na zona de fixação.

De acordo com a norma EN ISO 10319:2008 (ISO 10319:2008), se a rotura nas garras for causada pela distribuição aleatória das zonas menos resistentes no provete, os resultados obtidos podem ser considerados legítimos.

Na Tabela 16 apresentam-se os resultados obtidos dos ensaios de tracção para a GGR após abrasão. Na Figura 28 são apresentadas as curvas força-extensão referentes à GGR após abrasão e a curva média correspondente.

Tabela 16. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR, após abrasão.

| Provete       | $T_{\max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{F\max}$<br>(%) | $J_{\text{sec}}(2\%)$<br>(kN/m) | $J_{\text{sec}}(5\%)$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-------------|
| 1             | 41,67                | 8,28                      | 1087,96                         | 683,06                          | 240,36      |
| 2             | 44,63                | 10,94                     | 1092,22                         | 717,11                          | 359,34      |
| 3             | 43,29                | 7,71                      | 1190,69                         | 756,45                          | 239,28      |
| 4             | 44,45                | 12,53                     | 763,17                          | 610,29                          | 385,34      |
| 5             | 45,60                | 14,96                     | 490,15                          | 561,86                          | 475,29      |
| Valor médio   | 43,93                | 10,88                     | 924,84                          | 665,75                          | 339,92      |
| Desvio padrão | 1,51                 | 3,01                      | 291,71                          | 79,11                           | 101,00      |
| C.V. (%)      | 3,43                 | 27,63                     | 31,54                           | 11,88                           | 29,71       |

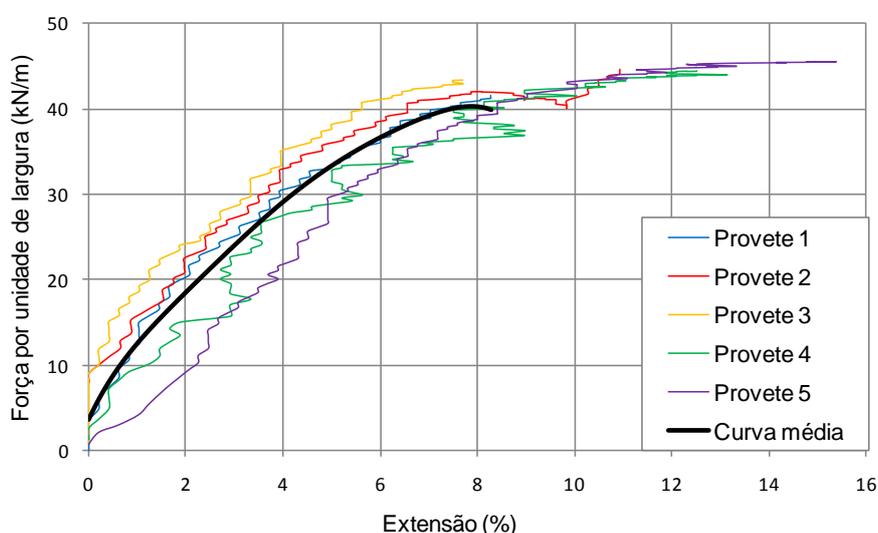


Figura 28. Curvas força-extensão dos provetes de GGR, após abrasão, e curva média correspondente.

Para as amostras em causa, apesar da fragilização induzida nos nós, a diminuição da resistência à tracção não foi muito significativa, cerca de 5,8% em relação aos provetes intactos, sendo o coeficiente de variação associado de 3,4%. A extensão média na rotura é de 10,9% e o respectivo coeficiente de variação bastante elevado (27,6%).

A robustez média (339,9kN/m) apresenta uma redução de 9,5% em relação ao valor obtido para as amostras intactas (375,5kN/m), sendo o coeficiente de variação associado elevado (29,7%). O módulo de rigidez secante tem o valor médio de 924,8kN/m e 665,8kN/m, e os coeficientes de variação associados são de 31,5% e 11,9%, para  $J_{\text{sec}} 2\%$  e  $J_{\text{sec}} 5\%$ , respectivamente.

As curvas força-extensão dos provetes evidenciam algumas irregularidades no seu traçado. Essas irregularidades devem-se a erros de leitura com o vídeo-extensómetro, devido ao possível deslizamento dos alvos. No provete 4 são bastante evidentes os erros ocorridos na medição das extensões, verificando-se muitas vezes a diminuição da extensão para forças crescentes.

#### 4.4.1.4. Provetes submetidos a DDI e abrasão

Os provetes de GGR foram submetidos ao ensaio laboratorial de DDI e posteriormente sujeitos ao ensaio de abrasão.

Após os ensaios abrasão sobre amostras submetidas a DDI, os danos verificados nos nós foram semelhantes aos descritos para as amostras submetidas apenas a abrasão, assim como a espessura média dos nós obtida após abrasão ( $5,2 \pm 0,2$ mm). Também nestes ensaios foi verificado o escorregamento dos provetes nas garras devido à fragilização dos nós, e a rotura de alguns provetes, ao longo dos nós, na zona de fixação.

Na Tabela 17 são apresentados os valores obtidos para a geogrelha GGR, após DDI e abrasão. Na Figura 29 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes e a curva média correspondente.

Tabela 17. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR, após DDI e abrasão.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec (2\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec (5\%)}$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 43,44               | 8,25                     | 788,26                    | 685,87                    | 225,61      |
| 2             | 45,54               | 5,44                     | 830,52                    | 683,45                    | 113,60      |
| 3             | 44,93               | 5,30                     | 1097,78                   | 751,61                    | 133,51      |
| 4             | 43,64               | 9,92                     | 1216,97                   | 763,33                    | 335,91      |
| 5             | 45,95               | 11,93                    | 1213,63                   | 682,00                    | 406,84      |
| Valor médio   | 44,70               | 8,17                     | 1029,43                   | 713,25                    | 243,09      |
| Desvio padrão | 1,12                | 2,87                     | 207,06                    | 40,60                     | 126,99      |
| C.V. (%)      | 2,51                | 35,11                    | 20,11                     | 5,69                      | 52,24       |

O valor médio da resistência à tracção obtido (44,7kN/m) é pouco inferior ao valor dos provetes intactos (46,6kN/m), e apresenta um coeficiente de variação baixo (2,5%).

A extensão média na rotura é de 8,2%, inferior ao valor obtido para os provetes intactos (12,2%), sendo o coeficiente de variação obtido elevado (35,1%).

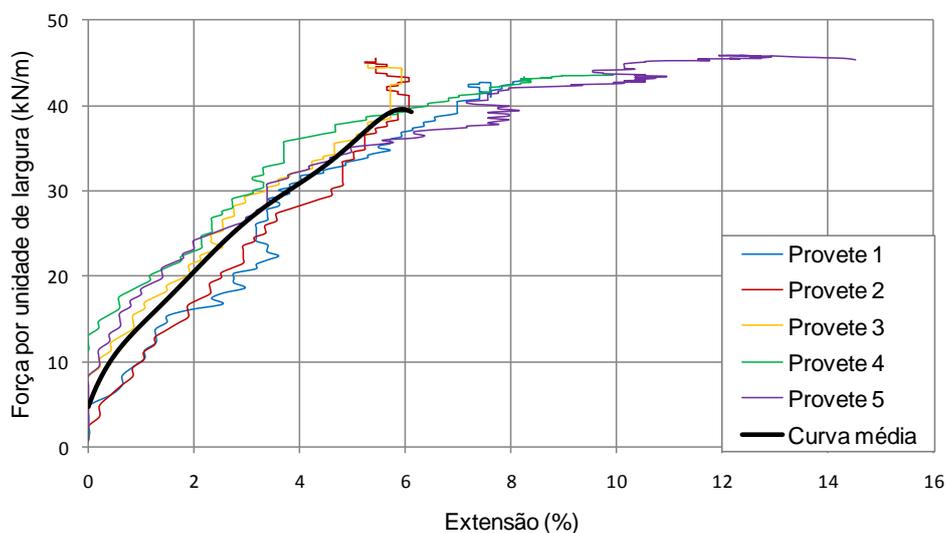


Figura 29. Curvas força-extensão dos provetes de GGR, após DDI e abrasão, e curva média correspondente.

Relativamente às curvas força-extensão dos provetes, todas elas evidenciam erros de leitura ocorridos com o vídeo-extensómetro, o que justifica elevado coeficiente de variação obtido para a extensão média na rotura.

Nos provetes 2 e 3 os erros de leitura são bem evidentes no momento da rotura (a parte final das curvas apresenta uma configuração vertical). Para o provete 4, os erros ocorrem essencialmente no início do ensaio, onde se verificam extensões negativas para forças crescentes. No provete 5 as irregularidades ao longo do seu desenvolvimento são bastante pronunciadas, verificando-se a existência de “zonas” onde o valor da extensão praticamente não se altera para forças crescentes (troços verticais). Após essas “zonas” o valor da extensão volta a diminuir. No provete 1, a uma dada altura verifica-se uma certa diminuição da extensão, relativamente aos valores que lhe antecedem, formando um género de “barriga”.

Os valores obtidos para a resistência à tracção são bastante semelhantes, e portanto o respectivo valor médio pode ser considerado como válido. Já os valores de extensão, e consequentemente os valores do módulo de rigidez determinados, não parecem retratar o comportamento real do material.

#### 4.4.2. Geotêxtil não tecido GTX

##### 4.4.2.1. Provetes intactos

Os ensaios de tracção dos provetes intactos seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.1. A fixação dos alvos foi feita com alfinetes, amarrados convenientemente aos provetes, de forma a evitar o seu deslocamento durante o ensaio (Figura 30).



Figura 30. Alvos utilizados para medição das extensões no GTX: a) vista frontal; b) vista posterior.

Na Tabela 18 são apresentados os valores obtidos para o geotêxtil GTX. Os valores da robustez e do módulo de rigidez secante (para os valores de extensão de 2%, 5% e 10%) foram calculados a partir da curva aproximada de cada provete. Na Figura 31 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes e a curva média correspondente.

Tabela 18. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GTX intacto.

| Provete       | $T_{\max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{F\max}$<br>(%) | $J_{\text{sec}}(2\%)$<br>(kN/m) | $J_{\text{sec}}(5\%)$<br>(kN/m) | $J_{\text{sec}}(10\%)$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-------------|
| 1             | 38,59                | 84,22                     | 112,20                          | 92,74                           | 86,47                            | 2135,70     |
| 2             | 42,53                | 93,82                     | 182,15                          | 123,80                          | 99,01                            | 2613,34     |
| 3             | 43,78                | 87,95                     | 169,83                          | 130,69                          | 109,01                           | 2562,97     |
| 4             | 42,76                | 85,49                     | 174,60                          | 125,48                          | 102,23                           | 2391,82     |
| 5             | 44,03                | 94,92                     | 150,89                          | 100,25                          | 87,32                            | 2805,79     |
| Valor médio   | 42,34                | 89,28                     | 157,93                          | 114,59                          | 96,81                            | 2501,92     |
| Desvio padrão | 2,19                 | 4,85                      | 28,05                           | 16,93                           | 9,75                             | 252,35      |
| C.V. (%)      | 5,18                 | 5,43                      | 17,76                           | 14,77                           | 10,07                            | 10,09       |

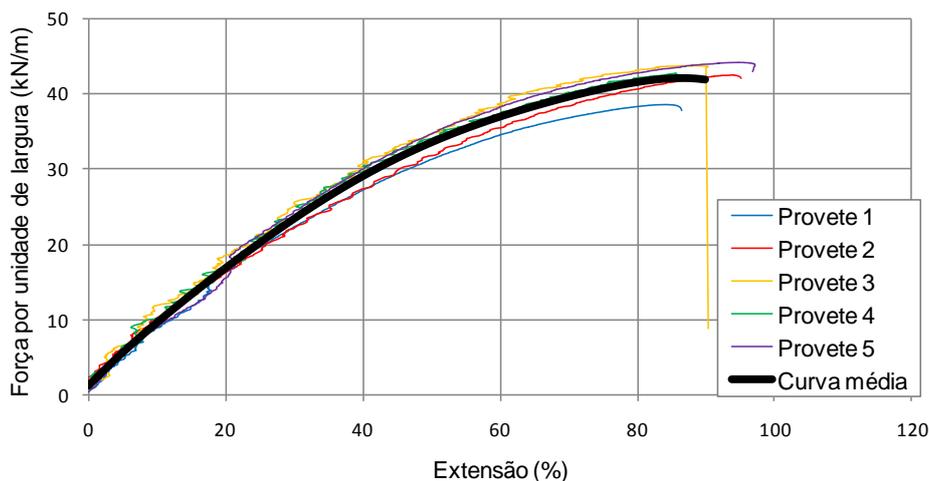


Figura 31. Curvas força-extensão dos provetes de GTX intacto e curva média correspondente.

O valor médio obtido para a resistência à tracção de 42,3kN/m é inferior ao valor nominal apresentado pelo produtor (50kN/m); a extensão correspondente é de 89,3%. A dispersão dos valores para a resistência à tracção e extensão de pico são relativamente baixos, já que o coeficiente de variação associado é cerca de 5%, para ambos.

A robustez dos provetes tem o valor médio de 2501,9kN/m, e um coeficiente de variação associado de cerca de 10,1%. O módulo de rigidez secante tem o valor médio de 157,9kN/m, 114,6kN/m e 96,8kN/m, para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente. Os coeficientes de variação associados são elevados: 17,8%, 14,8% e 10,1% para  $J_{sec\ 2\%}$ ,  $J_{sec\ 5\%}$  e  $J_{sec\ 10\%}$ , respectivamente.

As curvas força-extensão dos 5 provetes ensaiados são semelhantes, verificando-se em alguma das curvas, pequenas deformidades ao longo do seu desenvolvimento. Estas irregularidades podem resultar do facto de o material intacto ser poroso, e portanto, os alvos acabam por ter uma certa liberdade de movimentação que, apesar de reduzida, origina as referidas deformidades nas curvas força-extensão.

#### 4.4.2.2. Provetes submetidos a DDI

Após os ensaios de DDI foi verificada a incrustação de partículas finas no geotêxtil, resultantes da fragmentação das partículas de *corundum* durante o ensaio (Figura 32).

Os resultados dos ensaios do GTX após DDI são resumidos na Tabela 19. Na Figura 33 incluem-se as curvas força-extensão dos provetes, após DDI, e respectiva curva média.



Figura 32. Aspecto do geotêxtil GTX após ensaio de DDI em laboratório.

Tabela 19. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GTX após DDI.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec}$ (2%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (5%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (10%)<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 34,67               | 94,43                    | 83,29                    | 63,63                    | 55,34                     | 1961,18     |
| 2             | 31,26               | 76,16                    | 183,64                   | 111,25                   | 84,31                     | 1547,11     |
| 3             | 38,91               | 82,05                    | 72,20                    | 74,45                    | 71,10                     | 1986,48     |
| 4             | 30,60               | 84,44                    | 82,21                    | 57,79                    | 49,35                     | 1536,94     |
| 5             | 33,03               | 86,11                    | 71,30                    | 66,86                    | 60,91                     | 1730,89     |
| Valor médio   | 33,69               | 84,64                    | 98,53                    | 74,80                    | 64,20                     | 1752,52     |
| Desvio padrão | 3,32                | 6,65                     | 47,90                    | 21,25                    | 13,80                     | 216,45      |
| C.V. (%)      | 9,85                | 7,85                     | 48,61                    | 28,41                    | 21,50                     | 12,35       |

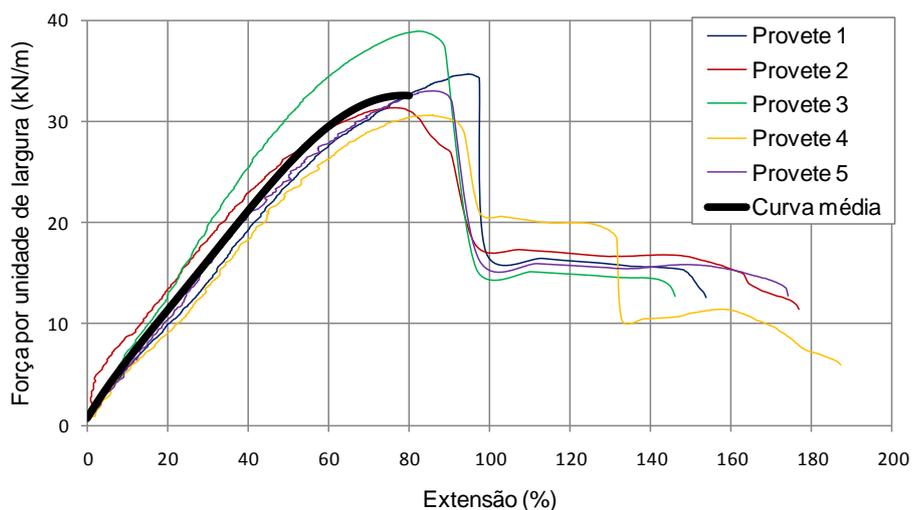


Figura 33. Curvas força-extensão dos provetes de GTX submetidos a DDI e curva média correspondente.

Os efeitos da DDI na resistência à tracção do GTX são evidentes: há uma redução da resistência em cerca de 20%, em relação ao material intacto. O coeficiente de variação para a resistência à tracção destas amostras (9,9%) é mais elevado do que o das amostras intactas (5,2%), embora não seja muito significativo.

A extensão, para a força máxima de tracção medida, das amostras danificadas é de 84,6%, ligeiramente inferior ao valor do material intacto, e o coeficiente de variação associado é de 7,9%.

A robustez média é 1752,5kN/m, cerca de 30% inferior ao valor das amostras intactas (2501,9kN/m), e o coeficiente de variação associado é de 12,4%.

O módulo de rigidez secante das amostras danificadas tem o valor médio de 98,5kN/m, 74,8kN/m e 64,2kN/m, para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente. No entanto, os coeficientes de variação associados a esta grandeza são bastante elevados. De facto, o afastamento verificado nas curvas força-extensão dos diferentes provetes demonstra bem a diferença de valores obtidos para a rigidez das amostras, e os elevados coeficientes de variação obtidos.

Relativamente ao desenvolvimento das curvas força-extensão (em termos de regularidade), a possível diminuição da porosidade do geotêxtil, devido à incrustação de partículas finas na sua estrutura, permitiu uma fixação mais eficaz dos alvos aos provetes, reduzindo a sua “liberdade de movimentação”.

O comportamento das amostras após DDI, representado pelas curvas força-extensão é diferente do apresentado pelo material intacto: o material intacto apresenta uma rotura do tipo frágil enquanto após DDI, a rotura é mais dúctil. De facto, após DDI as curvas força-extensão exibem um pico, correspondente à resistência máxima, após o qual é mantida alguma resistência pelo geotêxtil, o que não se verificou para as amostras intactas.

#### **4.4.2.3. Provetes submetidos a abrasão**

Os efeitos verificados, após os ensaios de abrasão, foram a desagregação parcial da camada superficial geossintético, não havendo o destacamento dos filamentos da estrutura do geotêxtil, e a reorientação preferencial dos filamentos na direcção do

movimento placa deslizante. Os efeitos descritos estão de acordo com os processos de abrasão observados por Van Dine *et al.* (1982), apresentados na Tabela 3 (secção 3.3.2).

A Figura 34 ilustra a diferença entre a camada superficial do GTX antes e após o ensaio de abrasão.

Na Figura 35 é apresentado o aspecto da camada superficial do geotêxtil que esteve em contacto com o abrasivo P24, utilizado na sua fixação à placa superior (estacionária). A referida figura permite verificar que, visualmente, a camada do GTX em contacto com o abrasivo P24 é muito semelhante ao material intacto.

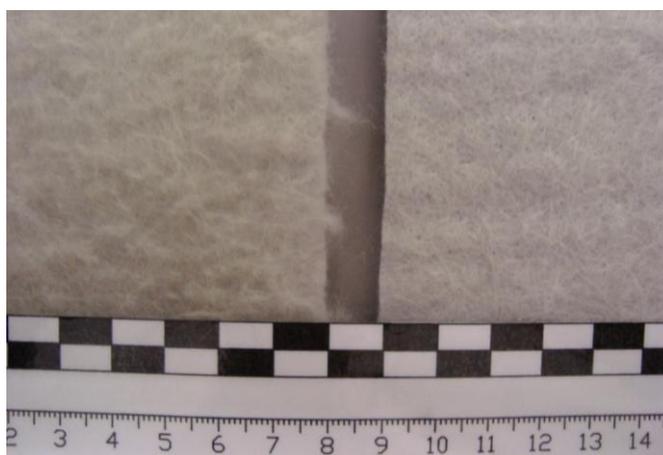


Figura 34. Provete de GTX após ensaio de abrasão (esquerda) e intacto (direita).

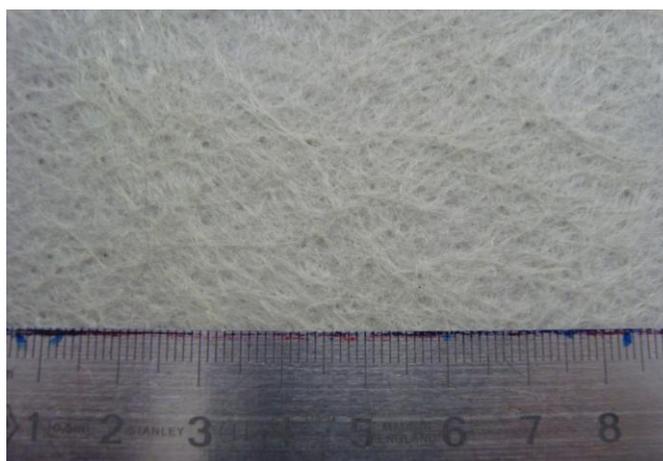


Figura 35. Geotêxtil GTX após abrasão: face que ficou em contacto com a película abrasiva P24.

Os resultados dos ensaios de tracção encontram-se na Tabela 20 e na Figura 36 são apresentadas as curvas força-extensão dos provetes após abrasão, e a curva média correspondente.

Tabela 20. Resultados dos ensaios de tracção do GTX após abrasão.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec}$ (2%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (5%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (10%)<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 45,33               | 112,50                   | 100,92                   | 75,65                    | 63,61                     | 3188,44     |
| 2             | 37,04               | 109,62                   | 67,29                    | 59,93                    | 52,81                     | 2415,10     |
| 3             | 44,78               | 114,65                   | 106,62                   | 78,97                    | 64,23                     | 3166,52     |
| 4             | 33,34               | 122,47                   | 63,44                    | 51,34                    | 44,89                     | 2564,57     |
| 5             | 43,53               | 106,74                   | 92,55                    | 76,82                    | 67,10                     | 2917,31     |
| Valor médio   | 40,80               | 113,20                   | 86,16                    | 68,54                    | 58,53                     | 2850,39     |
| Desvio padrão | 5,33                | 5,98                     | 19,68                    | 12,23                    | 9,36                      | 349,95      |
| C.V. (%)      | 13,06               | 5,28                     | 22,84                    | 17,84                    | 15,99                     | 12,28       |

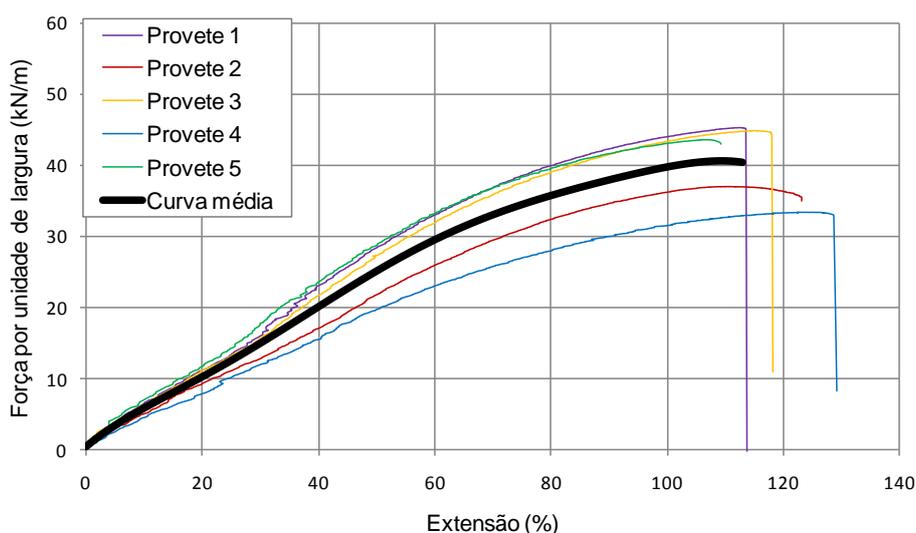


Figura 36. Curvas força-extensão dos provetes de GTX após abrasão, e curva média correspondente.

A resistência à tracção após abrasão é de 40,8kN/m (cerca de 3,6% inferior ao valor das amostras intactas) e o coeficiente de variação associado é de 13,1%. A extensão na rotura é 113,2%, cerca de 26,8% superior à extensão do material intacto ( $\epsilon=89,3\%$ ), sendo o coeficiente de variação obtido baixo (5,3%).

O valor médio da robustez sofreu um aumento de cerca de 14%, relativamente ao valor obtido para os provetes intactos; o coeficiente de variação associado é de 12,3%.

O módulo de rigidez secante das amostras após abrasão diminuiu, e tem o valor médio de 86,2kN/m (C.V.=22,8%), 68,5kN/m (C.V.=17,8%) e 58,5kN/m (C.V.=16,0%), para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente.

As curvas força-extensão dos provetes evidenciam um tipo de rotura semelhante à apresentada pelo material intacto, existindo alguma variação nos parâmetros de pico (resistência à tracção e extensão associada) relativamente aos valores obtidos para os provetes intactos.

#### 4.4.2.4. Provetes submetidos a DDI e abrasão

Os efeitos observados após abrasão das amostras previamente submetidas a DDI estão de acordo com os observados por Van Dine *et al.* (1982), apresentados na Tabela 3 (secção 3.3.2), e incluem o alinhamento de filamentos, a desagregação superficial do geotêxtil, e o corte de filamentos superficiais. Na Figura 37 é possível verificar a reorientação dos filamentos, desagregados da estrutura do geotêxtil, na direcção do movimento.

Apesar de não ser visível a olho nu, é possível que tenha ocorrido o corte dos filamentos do geotêxtil (do tipo contínuo) durante o ensaio de DDI, tornando o material mais sensível. Essa danificação permitiu que durante o ensaio de abrasão se desse o corte e a desagregação dos filamentos da estrutura do geotêxtil e a sua reorientação na direcção do ensaio (direcção de fabrico do geotêxtil).

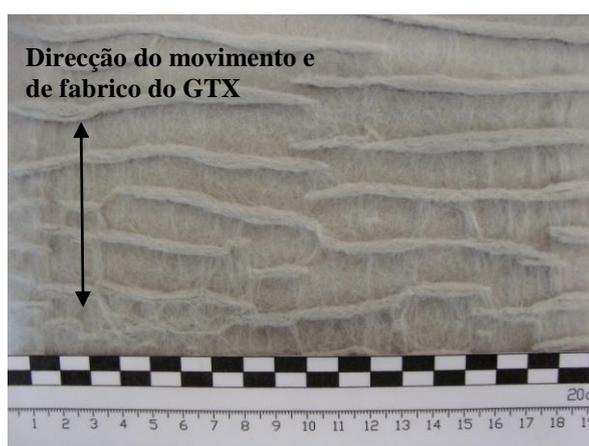


Figura 37. Aspecto apresentado pelo geotêxtil GTX após ensaios de DDI e abrasão.

Na Tabela 21 encontram-se os valores obtidos nos ensaios de tracção das amostras após DDI e abrasão. Na Figura 38 são apresentadas as curvas força-extensão dos provetes ensaiados.

Tabela 21. Resultados dos ensaios de tracção do GTX após DDI e abrasão.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec}$ (2%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (5%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (10%)<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 31,09               | 107,47                   | 67,97                    | 47,97                    | 41,83                     | 2078,65     |
| 2             | 28,81               | 100,97                   | 85,54                    | 50,51                    | 42,53                     | 1788,57     |
| 3             | 29,53               | 94,01                    | 66,72                    | 58,40                    | 47,52                     | 1676,62     |
| 4             | 32,53               | 95,35                    | 123,30                   | 76,47                    | 58,57                     | 1923,65     |
| 5             | 30,14               | 86,53                    | 82,83                    | 48,85                    | 42,42                     | 1524,40     |
| Valor médio   | 30,42               | 96,87                    | 85,27                    | 56,44                    | 46,57                     | 1798,38     |
| Desvio padrão | 1,45                | 7,85                     | 22,89                    | 11,93                    | 7,09                      | 214,61      |
| C.V. (%)      | 4,76                | 8,11                     | 26,84                    | 21,14                    | 15,22                     | 11,93       |

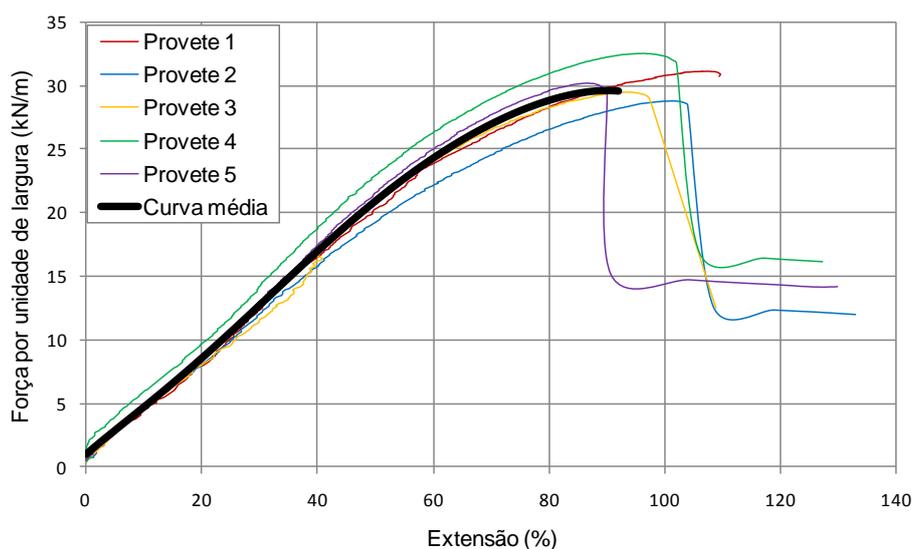


Figura 38. Curvas força-extensão dos provetes de GTX, após DDI e abrasão, e curva média correspondente.

A resistência à tracção destas amostras é de 30,4kN/m, inferior ao valor das amostras intactas (cerca de 28,2%), e o coeficiente de variação correspondente é de 4,8%. Para a extensão na força máxima obteve-se um valor médio de 97%, superior ao valor de 89%, apresentado pelas amostras intactas, com um coeficiente de variação de 8,1%.

Para estas amostras houve uma diminuição da robustez de cerca de 28%, em relação às amostras intactas; o coeficiente de variação associado é de 11,9%.

O módulo de rigidez secante das amostras diminuiu (praticamente para metade, em relação ao valor das amostras intactas), e tem o valor médio de 85,3kN/m (C.V.=26,8%), 56,4kN/m C.V.=21,1%) e 46,6kN/m (C.V.=15,2%), para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente.

Em geral, as curvas força-extensão evidenciam um tipo de rotura dúctil, semelhante ao apresentado pelas amostras após DDI, à excepção do provete 1 que apresenta uma rotura frágil.

#### 4.4.3. Geocompósito de reforço GCR

##### 4.4.3.1. Provetes intactos

Os ensaios de tracção dos provetes intactos seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.1. A fixação dos alvos, para medição das extensões, foi feita da mesma forma que o descrito, para o geotêxtil GTX, na secção 4.4.2.1 (Figura 30).

Na Figura 39 é apresentado o aspecto de uma amostra após o ensaio de tracção. Em todos os ensaios foi verificada a rotura de alguns dos filamentos de PET perto da extremidade das garras.

De acordo com a norma EN ISO 10319:2008 (ISO 10319:2008), se a rotura for causada por uma concentração de tensão na área adjacente às garras, impedindo que os provetes diminuam de largura nesta zona ao longo da aplicação da força, pode considerar-se este tipo de rotura como uma característica específica do método de ensaio. Assim, os ensaios realizados foram considerados válidos.



Figura 39. Aspecto apresentado pelo geocompósito GCR após ensaio de tracção.

Na Tabela 22 são apresentados os valores obtidos no ensaio de tracção do GCR intacto, em provetes com 23 cordões em 200mm de largura. Os valores da robustez e do módulo de rigidez secante (para os valores de extensão de 2%, 5% e 10%) foram calculados a partir da curva aproximada de cada provete. A Figura 40 mostra as curvas força-extensão referentes aos provetes e a curva média correspondente.

Tabela 22. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR intacto.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec(2\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(5\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(10\%)}$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 83,70               | 13,82                    | 406,30                   | 442,35                   | 567,02                    | 512,33      |
| 2             | 89,20               | 13,85                    | 367,09                   | 459,30                   | 603,86                    | 543,38      |
| 3             | 82,90               | 13,87                    | 187,04                   | 377,85                   | 510,55                    | 467,50      |
| 4             | 77,16               | 13,91                    | 142,89                   | 322,97                   | 454,78                    | 424,77      |
| 5             | 84,35               | 15,74                    | 110,30                   | 267,71                   | 393,52                    | 513,26      |
| Valor médio   | 83,46               | 14,24                    | 242,72                   | 374,04                   | 505,94                    | 492,25      |
| Desvio padrão | 4,30                | 0,84                     | 134,93                   | 80,41                    | 84,55                     | 46,44       |
| C.V. (%)      | 5,15                | 5,90                     | 55,59                    | 21,50                    | 16,71                     | 9,43        |

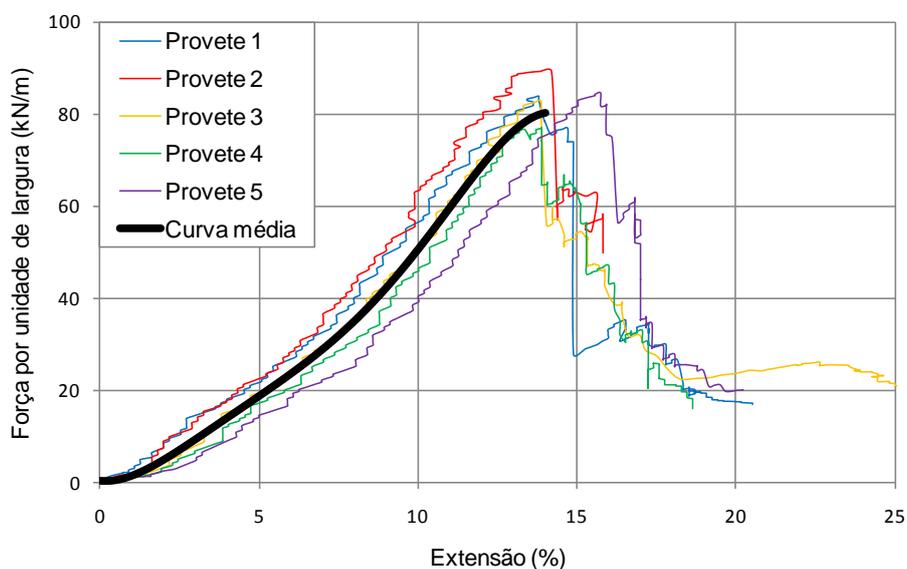


Figura 40. Curvas força-extensão dos provetes de GCR intactos e curva média correspondente.

O valor médio da resistência à tracção obtido é de 83,5kN/m (superior ao valor apresentado pelo produtor: 75kN/m) e a extensão correspondente é cerca de 14,3%. Os

coeficientes de variação são relativamente baixos, cerca de 5,2% e 5,9%, para a resistência à tracção e extensão de pico, respectivamente.

A robustez dos provetes tem o valor médio de 492,3kN/m, e um coeficiente de variação associado de 9,4%. O módulo de rigidez secante tem o valor médio de 242,7kN/m, 374,0kN/m e 505,9kN/m, para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente. Os coeficientes de variação associados são elevados: 55,6%, 21,5% e 16,7% para  $J_{\text{sec } 2\%}$ ,  $J_{\text{sec } 5\%}$  e  $J_{\text{sec } 10\%}$ , respectivamente.

#### 4.4.3.2. Provetes submetidos a DDI

Os ensaios de danificação durante a instalação seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.2.

Da inspecção visual realizada aos provetes após os ensaios de DDI foi constatada a danificação de alguns dos filamentos de PET, nomeadamente o corte e o destacamento localizado dos filamentos da estrutura de geotêxtil (Figura 41). Também foi verificada a incrustação de partículas finas no geotêxtil, resultantes da fragmentação das partículas de *corundum* durante o ensaio de DDI. Na Figura 42 é apresentado um provete submetido a DDI, após ensaio de tracção.

Os resultados dos ensaios de tracção do GCR (23 cordões em 200mm de largura), após os ensaios de DDI encontram-se na Tabela 23. A Figura 43 mostra as curvas força-extensão dos provetes ensaiados e curva média correspondente.



Figura 41. Pormenor do aspecto dos filamentos do geossintético GCR, após ensaio de DDI.



Figura 42. Amostra de GCR submetido a DDI, após o ensaio de tracção.

Tabela 23. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após DDI.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec}$ (2%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (5%)<br>(kN/m) | $J_{sec}$ (10%)<br>(kN/m) | W<br>(kN/m)   |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------|
| 1             | 44,32               | 20,64                    | 165,24                   | 172,65                   | 197,81                    | 444,86        |
| 2             | 40,82               | 15,49                    | 139,99                   | 179,25                   | 216,84                    | 267,11        |
| 3             | 41,11               | 12,57                    | 433,18                   | 300,57                   | 316,52                    | 250,06        |
| <b>4*</b>     | <b>48,75</b>        | <b>19,29</b>             | <b>64,17</b>             | <b>298,47</b>            | <b>367,82</b>             | <b>570,19</b> |
| 5             | 41,02               | 20,93                    | 198,61                   | 215,53                   | 237,76                    | 494,40        |
| Valor médio   | 41,82               | 17,41                    | 234,25                   | 217,00                   | 242,23                    | 364,11        |
| Desvio padrão | 1,67                | 4,08                     | 134,77                   | 58,81                    | 52,14                     | 123,71        |
| C.V. (%)      | 4,00                | 23,44                    | 57,53                    | 27,10                    | 21,53                     | 33,98         |

\*Resultado não considerado para determinação dos valores médios

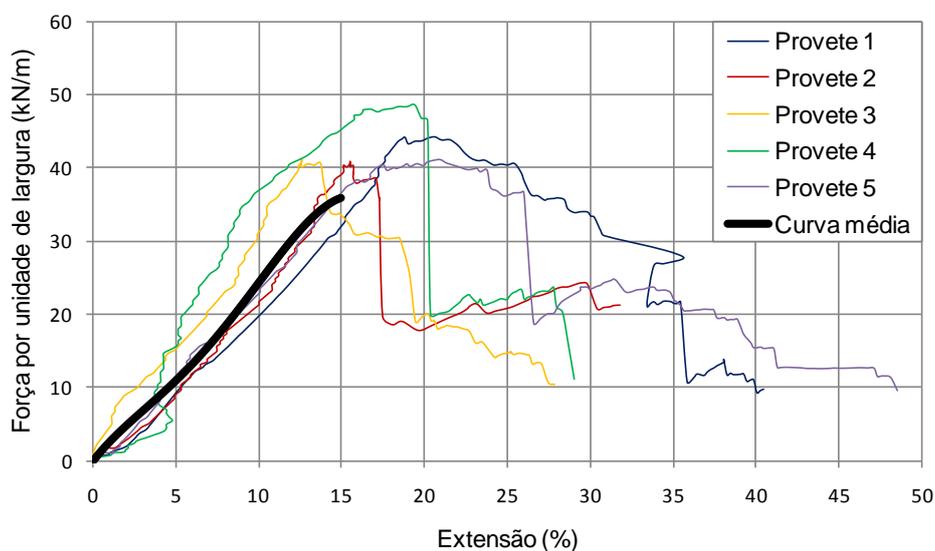


Figura 43. Curvas força-extensão dos provetes de GCR, após DDI, e curva média correspondente (referente a 4 provetes).

A curva força-extensão do provete 4 apresenta uma configuração em arco, bastante distinta das configurações dos restantes provetes, que apresentam um desenvolvimento linear até atingirem a resistência máxima. De facto, na zona inicial da curva do provete 4 é possível verificar a diminuição das extensões para forças crescentes, e posteriormente o seu aumento, indicando a ocorrência de erros de leitura com o vídeo-extensómetro. Tendo em conta o que foi referido em relação ao provete 4, optou-se por desprezar o seu resultado no cálculo dos parâmetros médios. No entanto na Tabela 23 são apresentados os valores obtidos no ensaio de tracção do provete 4, assim como a robustez e módulo de rigidez determinados. Por limitações de tempo e de disponibilidade de material, não foi possível, em tempo útil, realizar os ensaios (DDI e tracção) de um provete adicional.

O valor médio da resistência à tracção das amostras danificadas (41,8kN/m) apresenta uma redução de cerca de 49,9%, relativamente ao valor médio dos provetes intactos (83,5kN/m), e o coeficiente de variação, associado às amostras danificadas, é baixo (4,0%). A extensão média na rotura é de 17,4% (C.V.=23,4%), e apresenta um aumento de 22,3% em relação ao valor determinado para as amostras intactas.

A robustez média é de 364,1kN/m, 26,0% inferior à robustez determinada para as amostras intactas, e o coeficiente de variação associado é de 34,0% (elevado). O módulo de rigidez secante das amostras diminuiu (principalmente para as extensões de 5% e 10%), e tem o valor médio de 234,3kN/m (C.V.= 57,5%), 217,0kN/m (C.V.=27,1%) e 242,2kN/m (C.V.=21,5%), para as extensões de 2%, 5% e 10%, respectivamente.

As curvas força-extensão dos provetes evidenciam alguma heterogeneidade na resposta do geossintético após DDI, traduzida nos coeficientes de variação obtidos. Nas amostras intactas os filamentos de PET conferem maior rigidez ao conjunto. Após DDI esse efeito é reduzido, devido ao corte e destacamento dos filamentos, causando a redução acentuada da resistência à tracção máxima e o aumento da extensão correspondente.

#### **4.4.3.3. Provetes submetidos à abrasão**

Os ensaios de abrasão seguiram os procedimentos descritos no ponto 4.3.3.

A abrasão induzida no geocompósito GCR provocou o destacamento parcial dos filamentos de poliéster da estrutura do geotêxtil e a sua danificação. Após a simulação

da abrasão, os filamentos, inicialmente “entrelaçados”, dividem-se em dois. Na Figura 44 é possível observar a diferença entre os filamentos de uma amostra intacta e de uma amostra após o ensaio de abrasão.

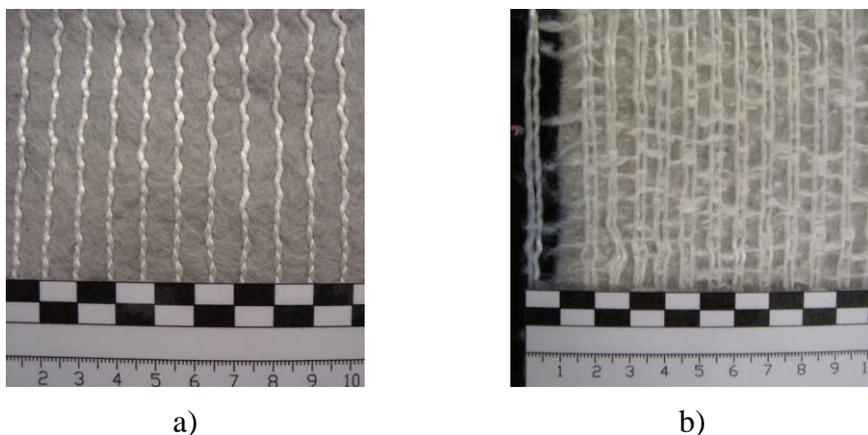


Figura 44. Provete de GCR: a) antes do ensaio; b) após ensaio de abrasão.

Os provetes intactos utilizados no ensaio da abrasão tinham as seguintes dimensões: 200mm de largura e 430mm de comprimento, com 23 cordões na sua largura. No final dos ensaios de abrasão (i.e., antes de ensaiar os provetes à tracção) foi verificada a diminuição da largura dos provetes para cerca de 180mm (Figura 45).

O facto de, no ensaio de abrasão, se recorrer ao esticador para eliminar as folgas entre o provete e a placa estacionária, induzindo uma determinada tensão no mesmo, poderá ter originado a contracção lateral do provete no decorrer do ensaio de abrasão. No entanto, a utilização do esticador revelou-se essencial para conseguir induzir a abrasão nos provetes deste geossintético.



Figura 45. Aspecto de um provete de GCR após ensaio de abrasão.

Na Tabela 24 são apresentados os valores da resistência à tracção máxima e as respectivas extensões, os valores médios da robustez e da rigidez. Na Figura 46 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados.

Tabela 24. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após abrasão.

| Provete       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec(2\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(5\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(10\%)}$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------|
| 1             | 16,36               | 89,08                    | 161,07                   | 133,74                   | 95,25                     | 1067,69     |
| 2             | 16,95               | 110,60                   | 132,69                   | 141,81                   | 227,43                    | 1512,12     |
| 3             | 19,76               | 32,86                    | 146,94                   | 119,71                   | 202,71                    | 385,40      |
| 4             | 20,01               | 15,62                    | 242,27                   | 180,30                   | 265,85                    | 165,64      |
| 5             | 16,23               | 113,56                   | 254,48                   | 176,90                   | 256,39                    | 1556,78     |
| Valor médio   | 17,86               | 72,34                    | 187,49                   | 150,49                   | 209,53                    | 937,53      |
| Desvio padrão | 1,87                | 45,33                    | 56,64                    | 26,87                    | 68,54                     | 638,60      |
| C.V. (%)      | 10,44               | 62,66                    | 30,21                    | 17,86                    | 32,71                     | 68,12       |

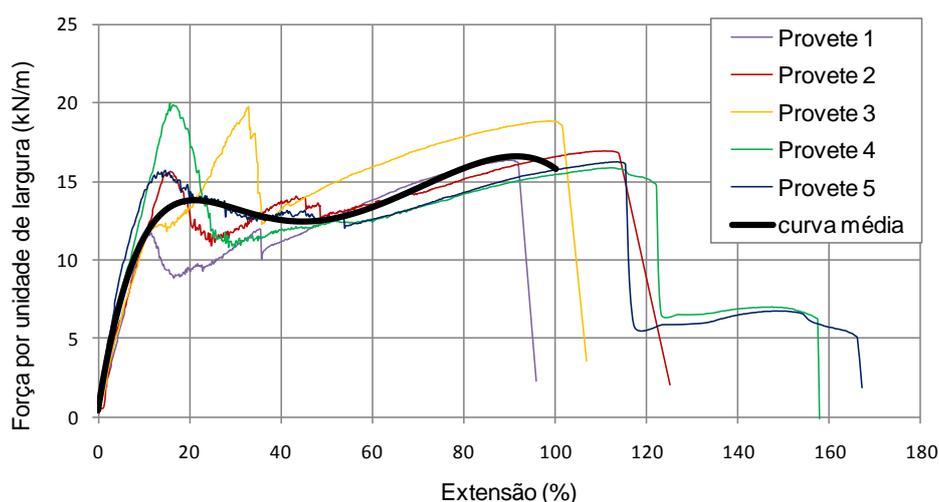


Figura 46. Curvas força-extensão dos provetes de GCR, após abrasão, e curva média correspondente.

A resistência à tracção das amostras após abrasão é 17,9kN/m e a extensão de pico é 72,3%; os coeficientes de variação são de 10,4% e 62,6%, para a resistência à tracção e extensão na rotura, respectivamente.

A redução do valor médio da resistência à tracção é de 78,6%, relativamente aos provetes intactos. Para a extensão na rotura há um aumento do valor, em relação ao material intacto, de cerca de 408%. No entanto, as extensões obtidas para os diferentes

provetes correspondem a “picos” distintos, como se pode verificar pela observação das respectivas curvas força-extensão dos provetes.

As curvas força-extensão obtidas apresentam um “pico” inicial (“pico 1”). Até este instante a resistência mobilizada deve-se essencialmente aos filamentos de PET. Após essa rotura a resistência do GCR decresce, voltando a aumentar quando a resistência do geotêxtil é progressivamente mobilizada. Depois de o geotêxtil atingir a sua resistência máxima (“pico 2”), o provete sofre rotura e o ensaio termina.

Nos provetes 1, 2 e 5 as extensões determinadas para a resistência máxima são superiores, e correspondem ao “pico 2”, enquanto nos provetes 3 e 4 as extensões correspondem ao “pico 1”, e portanto são menores. A grande dispersão dos resultados obtidos para a extensão na rotura é traduzida pelo elevado coeficiente de variação, cerca de 62,7%.

Na Tabela 25 são apresentados os valores da resistência à tracção atingidos no “pico 1” e no “pico 2”, as respectivas extensões, e a robustez.

Tabela 25. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após ensaio de abrasão, relativos ao “pico 1” e “pico 2”.

| Provete       | Pico 1               |                           |             | Pico 2               |                           |             |
|---------------|----------------------|---------------------------|-------------|----------------------|---------------------------|-------------|
|               | $T_{\max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{F\max}$<br>(%) | W<br>(kN/m) | $T_{\max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{F\max}$<br>(%) | W<br>(kN/m) |
| 1             | 11,72                | 11,31                     | 72,96       | 16,36                | 89,08                     | 1067,69     |
| 2             | 15,65                | 15,60                     | 133,91      | 16,95                | 110,20                    | 1512,12     |
| 3             | 19,76                | 32,86                     | 385,40      | 18,86                | 98,98                     | 1487,26     |
| 4             | 20,01                | 15,62                     | 165,64      | 15,88                | 112,17                    | 1487,72     |
| 5             | 15,68                | 14,57                     | 146,67      | 16,24                | 113,56                    | 1556,78     |
| Valor médio   | 16,56                | 17,99                     | 180,92      | 16,86                | 104,80                    | 1422,31     |
| Desvio padrão | 3,43                 | 8,50                      | 119,46      | 1,18                 | 10,50                     | 200,25      |
| C.V. (%)      | 20,72                | 47,22                     | 66,03       | 7,01                 | 10,02                     | 14,08       |

As resistências médias obtidas no “pico 1” e no “pico 2” são bastante semelhantes, no entanto, a dispersão de resultados é superior para a resistência à tracção no “pico 1”, que apresenta um coeficiente de variação de 20,7%, enquanto no “pico 2”, esse coeficiente é de 7,0%. A extensão média na rotura é de 18% (C.V.=47,2%) e 104,8% (C.V.=10,0%), para o “pico 1” e “pico 2”, respectivamente.

Nos valores de robustez as diferenças também são bastante evidentes, sendo os valores determinados de 180,9kN/m e 1422,3kN/m, para o “pico 1” e “pico 2”, respectivamente, devido às diferenças nas extensões correspondentes.

A Figura 47 mostra dois instantes do ensaio de tracção de amostras submetidas a abrasão. Na referida figura é possível observar que há vários filamentos que sofrem rotura, não estando activos (Figura 47-a). No momento da rotura (Figura 47-b) há, claramente, rotura do geotêxtil que constitui o GCR e dos filamentos (poucos) ainda activos.

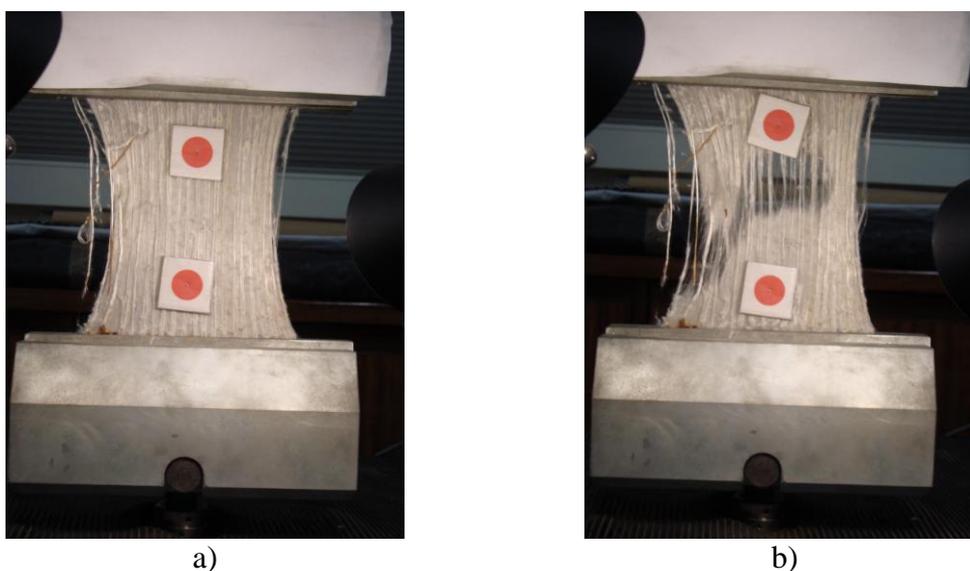


Figura 47. Ensaio de tracção de um provete de GCR: a) imediatamente antes da rotura b) no momento da rotura.

#### 4.4.3.4. Provetes submetidos a DDI e abrasão

Os efeitos observados após os ensaios de abrasão, nos provetes submetidos a DDI, foram: o destacamento dos filamentos de PET da estrutura do geotêxtil, a desagregação superficial dos filamentos de PET e do geotêxtil, e ainda o corte e reorientação dos filamentos na direcção do ensaio (Figura 48).

Tal como descrito na secção 4.4.2.4 para o GTX, o corte, após DDI, dos filamentos da estrutura do geotêxtil que constitui o geocompósito, permitiu que durante o ensaio de abrasão os filamentos do geotêxtil fossem desagregados e alinhados na direcção do ensaio. Após os ensaios de abrasão (realizados após os ensaios laboratoriais de DDI) a largura média final dos provetes foi de 180mm, devido à contracção lateral dos

provetes, idêntica à observada para os provetes submetidos apenas a abrasão (já comentado no ponto 4.3.3.3).

Na Tabela 26 encontram-se os resultados dos ensaios de tracção do GCR após os ensaios de DDI e abrasão. As curvas força-extensão dos provetes estão ilustradas na Figura 49.

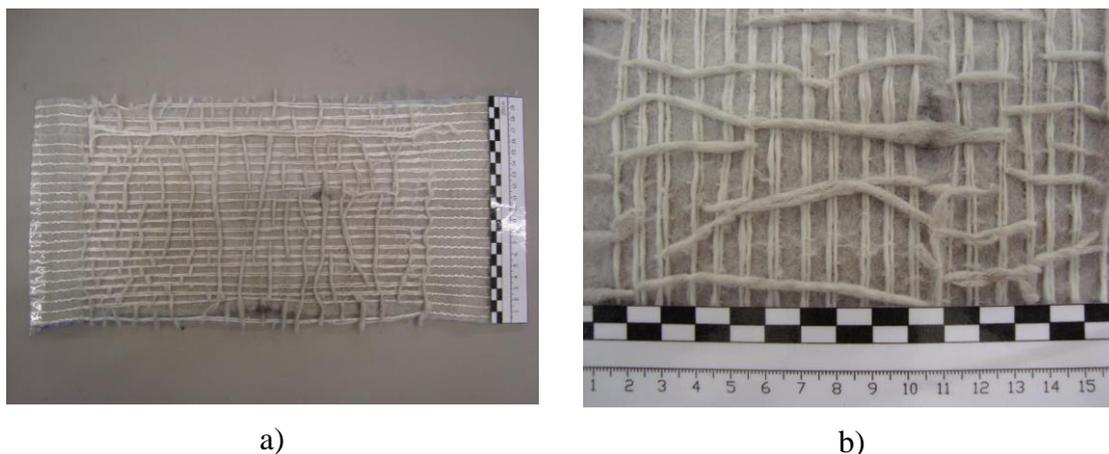


Figura 48. Provede de GCR após ensaio de DDI e abrasão: a) aspecto geral do provede; b) pormenor dos danos nos filamentos de PET e no geotêxtil.

Tabela 26. Resultados dos ensaios de tracção do geossintético GCR após DDI e abrasão.

| Provede       | $T_{max}$<br>(kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$<br>(%) | $J_{sec(2\%)}$<br>(kN/m) | $J_{sec(5\%)}$<br>(kN/m) | W<br>(kN/m) |
|---------------|---------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| 1             | 15,07               | 9,76                     | 221,73                   | 180,55                   | 84,65       |
| 2             | 15,61               | 7,27                     | 384,40                   | 228,12                   | 74,65       |
| 3             | 15,82               | 8,87                     | 276,23                   | 222,63                   | 85,53       |
| <b>4*</b>     | <b>15,37</b>        | <b>11,52</b>             | -                        | -                        | -           |
| 5             | 14,96               | 8,22                     | 197,63                   | 193,79                   | 64,80       |
| Valor médio   | 15,37               | 8,53                     | 270,00                   | 206,27                   | 77,41       |
| Desvio padrão | 0,41                | 1,05                     | 83,05                    | 22,82                    | 9,75        |
| C.V. (%)      | 2,70                | 12,32                    | 30,76                    | 11,06                    | 12,60       |

\*Resultado não considerado para determinação dos valores médios

No cálculo dos valores médios foi necessário desprezar o resultado relativo ao provede 4, devido a problemas com a leitura das extensões, bem evidentes na curva força-extensão obtida. Mais uma vez, por limitação de tempo, não foi possível ensaiar um provede adicional.

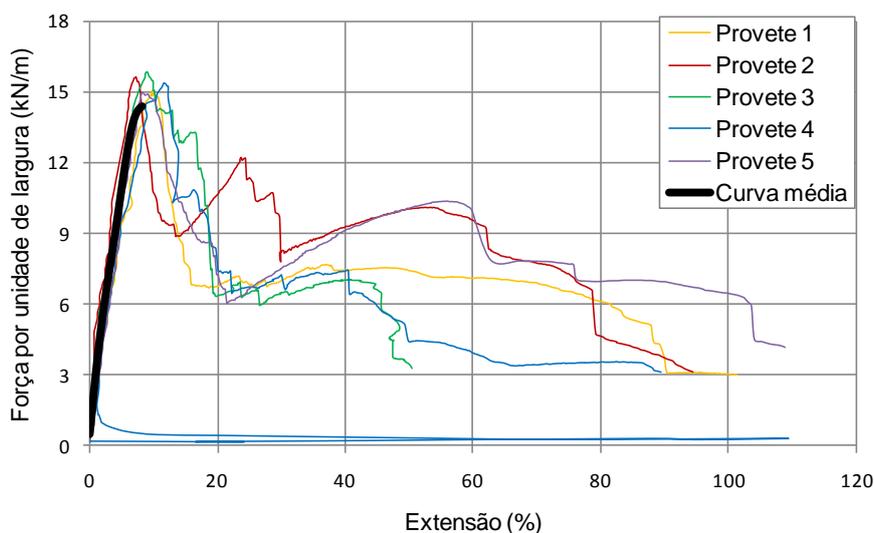


Figura 49. Curvas força-extensão dos provetes de GCR sujeitos a DDI e abrasão e curva média correspondente.

A resistência à tracção média dos provetes é de 15,4kN/m e a extensão correspondente é de 8,5%. Os coeficientes de variação associados são de 2,7% e 12,3%, para a força máxima e extensão correspondente, respectivamente. As diminuições verificadas, bastante elevadas, em relação ao material intacto são de 81,6% e 40,1%, para a resistência à tracção e extensão, respectivamente.

A robustez média é de 77,4kN/m, 84,2% inferior à robustez das amostras intactas, e o coeficiente de variação associado é de 12,6%. O módulo de rigidez secante das amostras tem o valor médio de 270,0kN/m (C.V.=30,8%) e 206,3kN/m (C.V.=11,1%), para as extensões de 2% e 5%, respectivamente. De uma forma geral, tendo em conta as diminuições verificadas nos parâmetros de pico, é natural a redução verificada nos valores da robustez e da rigidez das amostras.

## 4.5. Discussão de resultados

### 4.5.1. Geogrelha (GGR)

#### 4.5.1.1. Ensaio laboratoriais

Na Figura 50 apresentam-se os valores residuais da resistência à tracção e extensão da geogrelha GGR, após DDI (DDI), abrasão (ABR) e DDI mais abrasão (DDI+ABR) em relação às amostras intactas, e os respectivos coeficientes de variação.

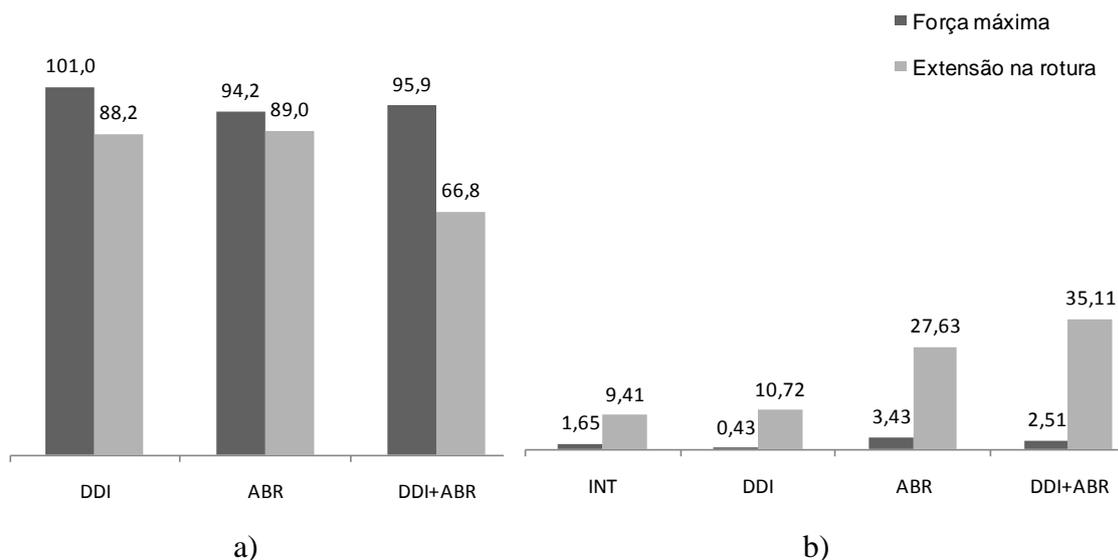


Figura 50. Geogrelha GGR: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%).

Os valores da resistência residual das amostras, após DDI, após abrasão e após a combinação dos referidos fenómenos, são bastante elevados. Para a GGR após DDI, a resistência à tracção residual é superior a 100%, o que significa que o valor da resistência à tracção da geogrelha é superior ao valor do material intacto. Note-se que tanto Lopes e Pinho Lopes (2001) como Paula (2003) chegaram a resultados semelhantes. Os referidos autores referem que na origem destes resultados pode estar a ocorrência de alguma reorientação da geogrelha durante o ensaio de DDI.

O efeito localizado nos nós (diminuição da sua espessura) observado após os ensaios de ABR (isoladamente) e DDI mais abrasão (combinados) teve pouca influência nos valores da resistência à tracção, provocando uma redução de 5,8% e 4,1%, respectivamente.

Relativamente às extensões, a maior diminuição corresponde às amostras após DDI e abrasão (cerca de 33%); após DDI e após abrasão a diminuição do valor médio da extensão é de 11,8% e 11,0%, respectivamente. No entanto, estes valores devem ser considerados de forma cuidadosa, pois, como foi referido anteriormente, foram verificadas algumas anomalias na medição das extensões durante os ensaios.

Os coeficientes de variação para a resistência à tracção são relativamente baixos, tanto para as amostras intactas como para as após os ensaios de DDI e abrasão, isolados e

combinados. Quanto à extensão na rotura, verifica-se o aumento significativo do coeficiente de variação para as amostras danificadas, à excepção das amostras após DDI cujo coeficiente é semelhante ao das amostras intactas.

Na Figura 51 encontram-se os os valores residuais (em %) da robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%), relativamente ao GGR intacto.

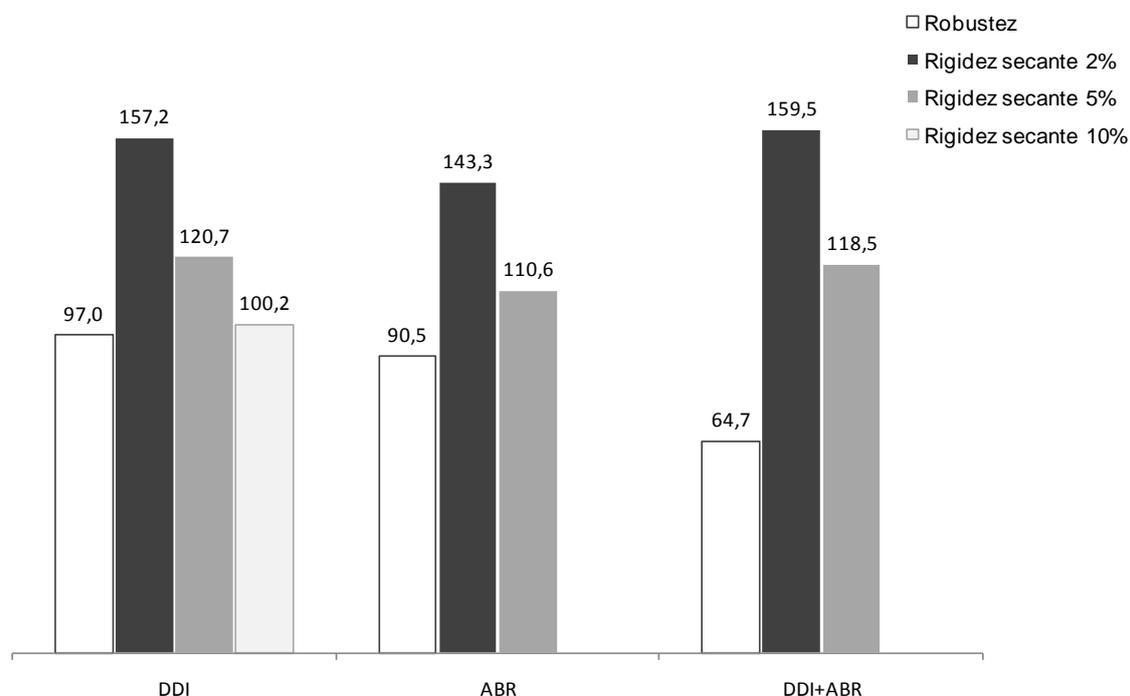


Figura 51. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente à geogrelha intacta.

Da análise da Figura 51 verifica-se que a maior redução da robustez ocorre nas amostras sujeitas a DDI e abrasão (DDI+ABR), cerca de 35,3%. Nas amostras submetidas ao ensaio de DDI, o valor da robustez diminui cerca de 3%, e para as amostras após abrasão a redução é de 9,5%. Os valores da rigidez secante para extensões de 2% e 5%, das amostras, após os diferentes tipos de danos induzidos, são superiores aos valores determinados para as amostras intactas, uma vez que os valores residuais obtidos são superiores a 100%.

Na Figura 52 são apresentadas as curvas força-extensão médias para as amostras GGR intactas e após os vários agentes simulados.

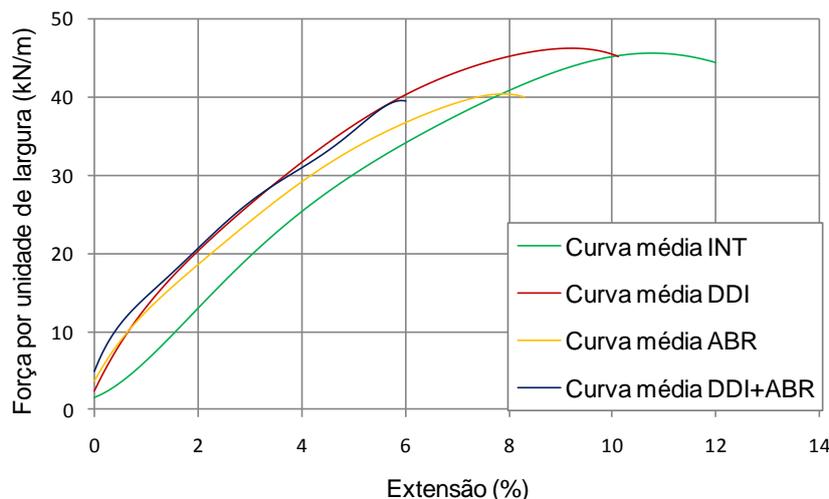


Figura 52. Representação das curvas médias força-extensão da geogrelha GGR: intacta; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão.

Da análise das curvas médias, verifica-se o aumento do declive das curvas força-extensão das amostras danificadas em relação às intactas, comprovando o aumento verificado nos valores residuais do módulo de rigidez secante.

Os valores do módulo de rigidez secante para extensões de 2% e 5% são semelhantes para as amostras após DDI, e após DDI e abrasão, já que as suas curvas são praticamente coincidentes até uma extensão de 6%. Para as amostras após abrasão, e após DDI e abrasão não foi possível determinar a rigidez secante para a extensão de 10%, já que a maioria das amostras atingiu valores, de extensão para a força máxima, inferiores a 10%.

As variações verificadas na robustez e na rigidez das amostras deve-se essencialmente à variação da extensão de pico, já que os valores da resistência à tracção não apresentam diferenças significativas. Como já foi referido, as extensões medidas apresentam erros, e portanto todos os parâmetros que dependam dos valores de extensão devem ser encarados de forma cuidadosa.

Na Tabela 27 são apresentados os coeficientes de redução determinados para a geogrelha GGR, considerando como referência o valor da resistência média dos provetes intactos.

O coeficiente de redução correspondente aos resultados das amostras após DDI e abrasão é designado por  $CR_{DDI+ABR}$ . Apresenta-se ainda o valor do coeficiente de redução para a consideração destes dois fenómenos (DDI e abrasão) através da sobreposição dos seus efeitos que, internacionalmente, é determinado como o produto dos coeficientes de redução desses fenómenos actuando isoladamente ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ).

Tabela 27. Coeficientes de redução do geogrelha GGR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.

| $CR_{DDI}$ | $CR_{ABR}$ | $CR_{DDI+ABR}$ | $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ |
|------------|------------|----------------|----------------------------|
| 0,99*      | 1,06       | 1,04           | 1,05                       |

\*O valor mínimo admissível para esta grandeza é 1,0.

Os coeficientes de redução obtidos são bastante próximos da unidade, de onde se conclui que os efeitos dos mecanismos de degradação simulados laboratorialmente são pouco determinantes na resistência à tracção a curto prazo da geogrelha GGR.

Pela comparação dos coeficientes de redução  $CR_{DDI+ABR}$  e  $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$  verifica-se que, para a GGR, o efeito simultâneo da DDI e abrasão é semelhante à sobreposição dos efeitos da DDI e abrasão, quando considerados separadamente.

#### 4.5.1.2. Influência do material de confinamento nos ensaios de DDI em laboratório

De seguida é discutida a influência do tipo de solo utilizado nos ensaios laboratoriais de DDI através da comparação dos resultados apresentados neste trabalho com os resultados obtidos por Paula (2003) para o mesmo geossintético, GGR.

No estudo laboratorial de danificação durante a instalação de geossintéticos, o referido autor optou por realizar os ensaios utilizando dois solos naturais com propriedades distintas (material granular granítico e material granular calcário), em alternativa ao agregado sintético (*corundum*) indicado na norma. O agregado granítico apresentava uma resistência à abrasão de Los Angeles de 28% e partículas com dimensões entre os 12,5mm e os 4,75mm; o agregado calcário apresentava uma perda por desgaste no ensaio de Los Angeles de 19,3%, e partículas com dimensões entre os 4,75mm e 19mm.

Os resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR realizados por Paula (2003), para amostras intactas e danificadas em laboratório com os dois solos naturais,

encontram-se na Tabela 28. Na Figura 53 são apresentados os valores da resistência residual (em %) para o geossintético GGR após DDI em laboratório, considerando três materiais de confinamento distintos: *corundum*, isto é, material granular sintético (resistência à abrasão de Los Angeles de 16%), utilizado no estudo apresentado; solo granítico e calcário, utilizados por Paula (2003).

Tabela 28. Resultados dos ensaios de tracção do GGR, Paula (2003).

|               | Provetes intactos |                           | Provetes após DDI em laboratório |                           |                   |                           |
|---------------|-------------------|---------------------------|----------------------------------|---------------------------|-------------------|---------------------------|
|               | $T_{\max}$ (kN/m) | $\varepsilon_{F\max}$ (%) | Solo granítico                   |                           | Solo calcário     |                           |
|               |                   |                           | $T_{\max}$ (kN/m)                | $\varepsilon_{F\max}$ (%) | $T_{\max}$ (kN/m) | $\varepsilon_{F\max}$ (%) |
| Valor médio   | 45,91             | 14,83                     | 43,67                            | 15,57                     | 45,51             | 16,54                     |
| Desvio padrão | 0,68              | 0,94                      | 1,26                             | 1,58                      | 0,92              | 0,97                      |
| C.V. (%)      | 1,50              | 6,30                      | 2,90                             | 10,10                     | 2,00              | 5,90                      |

Nos ensaios realizados por este autor, a extensão dos provetes corresponde à medição da distância entre as garras do equipamento, enquanto no estudo apresentado a medição da extensão foi feita com recurso a um vídeo-extensómetro, que mede a distância entre dois pontos de referência. Uma vez que houve erros na leitura feita pelo extensómetro, e que a metodologia utilizada por Paula (2003) foi diferente da usada neste estudo, os resultados são comparáveis apenas em termos de resistência à tracção.

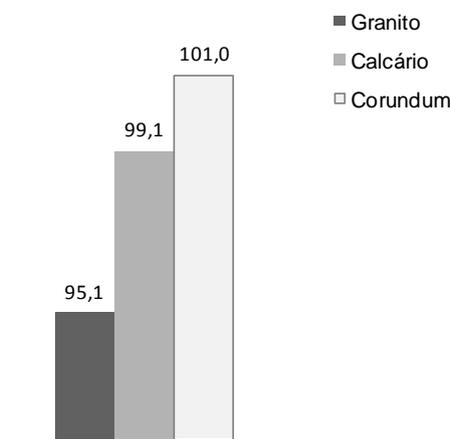


Figura 53. Resistência residual (%) da GGR após DDI com diferentes materiais de confinamento.

Pela análise da Figura 53 verifica-se que a resistência residual da geogrelha GGR após DDI é elevada, para qualquer um dos materiais confinantes (sempre superior a 95%). No entanto, o material granítico é o material mais agressivo, pois origina uma maior

redução da resistência (cerca de 5%) relativamente aos restantes materiais de confinamento.

Os coeficientes de Los Angeles dos agregados indicam a percentagem de material que fragmenta sob determinadas condições. Contudo não é possível verificar nenhuma relação entre o referido coeficiente e os valores residuais obtidos, de onde se conclui que a influência do tipo de partículas resultantes da fragmentação do agregado possa ser mais relevante na avaliação do efeito da DDI. Este tipo de análise foi realizada por Pinho Lopes (2006).

#### 4.5.1.3. Análise comparativa: ensaios laboratoriais versus ensaios de campo

Para a análise comparativa dos resultados obtidos de ensaios laboratoriais e de ensaios de campo, optou-se por considerar os resultados laboratoriais apresentados neste estudo, os valores apresentados por Paula (2003) com agregado granítico (mais agressivo), e os resultados dos ensaios de campo realizados por Pinho Lopes (2006).

O estudo desenvolvido por Pinho Lopes (2006) tinha como objectivo avaliar a influência do tipo de solo e da energia de compactação utilizada, na danificação real dos geossintéticos durante a instalação. Para tal, foram instalados, sobre os geossintéticos, aterros provisórios utilizando três tipos de solos: um material tipo “tout-venant” (Solo 1); um solo residual granítico (Solo 2); e um “tout-venant” (Solo 3). A compactação do material de aterro foi feita considerando duas energias de compactação em cada um dos solos, designadas por EC1 e EC2 (correspondendo a 90% e 98% do Proctor normal, respectivamente).

Na Tabela 29 são indicadas algumas características dos solos utilizados por Pinho Lopes (2006).

Tabela 29. Caracterização granulométrica dos materiais de aterro utilizados por Pinho Lopes (2006).

| Solos  | % < 0,074mm | D <sub>10</sub> | D <sub>30</sub> | D <sub>50</sub> | D <sub>60</sub> | D <sub>max</sub> | C <sub>u</sub> | C <sub>c</sub> |
|--------|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|----------------|
|        |             | (mm)            | (mm)            | (mm)            | (mm)            | (mm)             | (-)            | (-)            |
| Solo 1 | 5,18        | 0,22            | 2,68            | 11,78           | 19,15           | 50,80            | 87,81          | 1,71           |
| Solo 2 | 21,53       | 0,07            | 0,17            | 0,38            | 0,68            | 5,00             | 9,64           | 0,58           |
| Solo 3 | 6,10        | 0,28            | 2,93            | 9,88            | 14,12           | 50,00            | 50,43          | 2,17           |

Os aterros foram realizados sobre uma fundação competente, para que a deformabilidade da fundação não condicionasse o comportamento do aterro. O espalhamento do material sobre os geossintéticos foi feito em duas camadas de 200mm, niveladas e compactadas de forma a atingir o grau de compactação pretendido. O controlo do grau de compactação desejado foi realizado recorrendo a um gamadensímetro. Após a construção dos aterros provisórios, as operações de remoção do material foram realizadas cuidadosamente, de forma a não induzir danificação adicional nos geossintéticos durante esse processo. Assim, nas proximidades dos geossintéticos o material de aterro foi removido manualmente.

Os resultados dos ensaios de tracção do geossintético GGR realizados por Pinho Lopes (2006), para amostras intactas e danificadas em campo com os Solos 1 e 2, encontram-se na Tabela 30. Na Tabela 31 encontram-se os resultados referentes ao Solo 3, para amostras intactas e danificadas.

Os resultados referentes às amostras danificadas em campo com Solo 3 são apresentados separadamente, uma vez que foram realizados posteriormente, e se procedeu a uma nova avaliação o comportamento das amostras intactas.

Na Tabela 32 são apresentados os coeficientes de redução, para a DDI ( $CR_{DDI}$ ), obtidos por Pinho Lopes (2006), relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.

Tabela 30. Resultados dos ensaios de tracção sobre amostras de GGR com Solo 1 e Solo 2 após DDI em campo (Pinho Lopes, 2006).

|               | Provetes intactos |                   | Provetes após DDI em laboratório |                   | Provetes após DDI: Solo 1; EC1 |                   | Provetes após DDI: Solo 1; EC2 |                   | Provetes após DDI: Solo 2; EC1 |                   | Provetes após DDI: Solo 2; EC2 |                   |
|---------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|
|               | $T_{max}$         | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                        | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ |
|               | kN/m              | %                 | kN/m                             | %                 | kN/m                           | %                 | kN/m                           | %                 | kN/m                           | %                 | kN/m                           | %                 |
| Valor médio   | 47,0              | 8,2               | 48,4                             | 7,5               | 42,9                           | 7,2               | 36,1                           | 4,7               | 41,9                           | 8,0               | 35,4                           | 5,0               |
| Desvio padrão | 0,5               | 1,8               | 0,6                              | 0,9               | 1,5                            | 1,2               | 2,8                            | 1,0               | 3,4                            | 3,0               | 2,9                            | 0,6               |
| C.V. (%)      | 1,0               | 21,5              | 1,3                              | 11,6              | 3,5                            | 17,1              | 7,6                            | 20,3              | 8,1                            | 37,7              | 8,3                            | 12,7              |

Tabela 31. Resultados dos ensaios de tracção sobre amostras de GGR com Solo 3 após DDI em campo (Pinho Lopes, 2006).

|               | Provetes intactos |                   | Provetes após DDI: Solo 3; EC1 |                   | Provetes após DDI: Solo 3; EC2 |                   |
|---------------|-------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------|
|               | $T_{max}$         | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ | $T_{max}$                      | $\epsilon_{Fmax}$ |
|               | kN/m              | %                 | kN/m                           | %                 | kN/m                           | %                 |
| Valor médio   | 47,7              | 10,4              | 49,0                           | 47,7              | 10,4                           | 49,0              |
| Desvio padrão | 0,6               | 0,9               | 0,6                            | 0,6               | 0,9                            | 0,6               |
| C.V. (%)      | 1,2               | 8,3               | 1,3                            | 1,2               | 8,3                            | 1,3               |

Tabela 32. Coeficientes de redução do geossintético GGR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas (Lopes, 2006).

|            | DDI em laboratório | DDI em campo |      |        |      |        |      |
|------------|--------------------|--------------|------|--------|------|--------|------|
|            |                    | Solo 1       |      | Solo 2 |      | Solo 3 |      |
|            |                    | EC1          | EC2  | EC1    | EC2  | EC1    | EC2  |
| $CR_{DDI}$ | 0,97               | 1,10         | 1,30 | 1,12   | 1,33 | 0,97   | 1,01 |

Pela análise dos resultados obtidos verifica-se que para energias de compactação maiores (EC2) as reduções da resistência à tracção são superiores, e portanto os respectivos coeficientes de redução também são superiores.

Relativamente aos  $CR_{DDI}$  obtidos para o Solo 1 (tipo “tout-venant”) e Solo 3 (“tout-venant”) seria de esperar que fossem semelhantes, no entanto os coeficientes referentes à instalação do GGR no Solo 3 são menores, sendo o valor obtido para EC1 igual ao obtido para a DDI em laboratório.

Na Figura 54 encontram-se os valores residuais (em %) da resistência à tracção, após DDI em laboratório e em campo, obtidos por Pinho Lopes (2006); a resistência residual após DDI em laboratório, com agregado sintético, apresentada neste trabalho; e a resistência residual após DDI com material granítico obtido por Paula (2003).

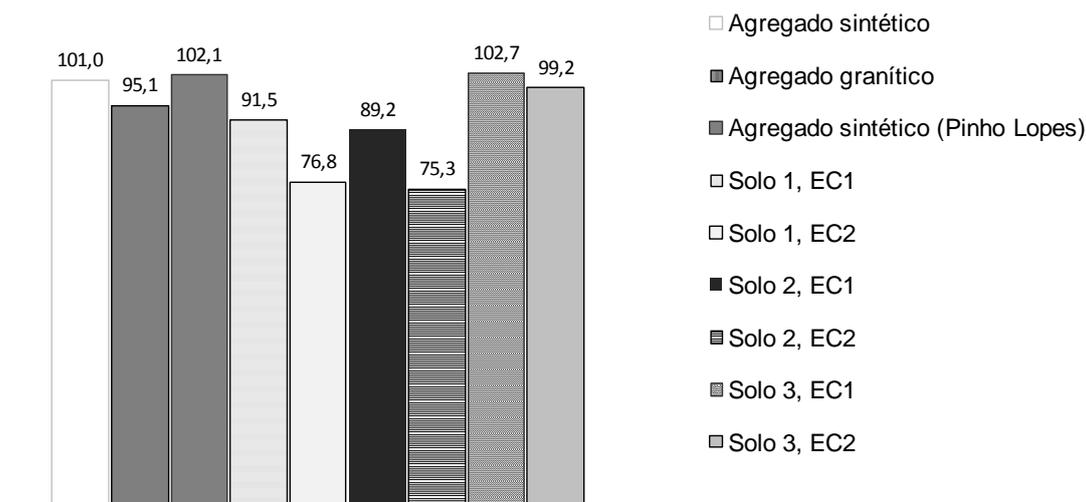


Figura 54. Comparação das resistências à tração residuais da GGR obtidas após DDI em campo, e após DDI em laboratório.

Da análise da Figura 54 conclui-se que:

- A danificação durante a instalação do geossintético GGR em laboratório é maior quando o material confinante é o agregado granítico;
- O valor da resistência residual é superior a 100% para as amostras sujeitas a DDI em laboratório e para as amostras em contacto com o Solo 3 e EC1. Para as amostras em Solo 3 e EC2 a redução da resistência não chega a 1%;
- Para uma dada energia de compactação, as resistências residuais obtidas com a utilização do Solo 1 e do Solo 2 não apresentam diferenças significativas entre si;
- As reduções da resistência à tração variam entre os 9% e os 25%, para o Solo 1 e 2, e as maiores reduções foram verificadas para as amostras em contacto com o Solo 1 e EC2 e com o Solo 2 e EC2. Neste caso, a energia de compactação utilizada parece ter mais influência no comportamento das amostras, do que o tipo de solo em contacto com o geossintético;
- O valor da resistência residual com material granítico, obtido em laboratório, é aquele que se aproxima mais dos valores obtidos em campo para o Solo 1 e 2 com compactação de 90% do Proctor Normal (EC1), apresentando uma diferença máxima de 6%;

- Em geral, os efeitos da danificação durante a instalação da geogrelha GGR, sob condições reais, são mais significativos (reduções da resistência à tracção superiores) do que os efeitos induzidos pelos ensaios laboratoriais de DDI.

#### 4.5.2. Geotêxtil não tecido (GTX)

##### 4.5.2.1. Ensaio laboratoriais

Na Figura 55 apresentam-se os valores residuais da resistência à tracção e extensão do geotêxtil GTX, após DDI (DDI), abrasão (ABR), DDI e abrasão (DDI+ABR) em relação às amostras intactas, e os respectivos coeficientes de variação.

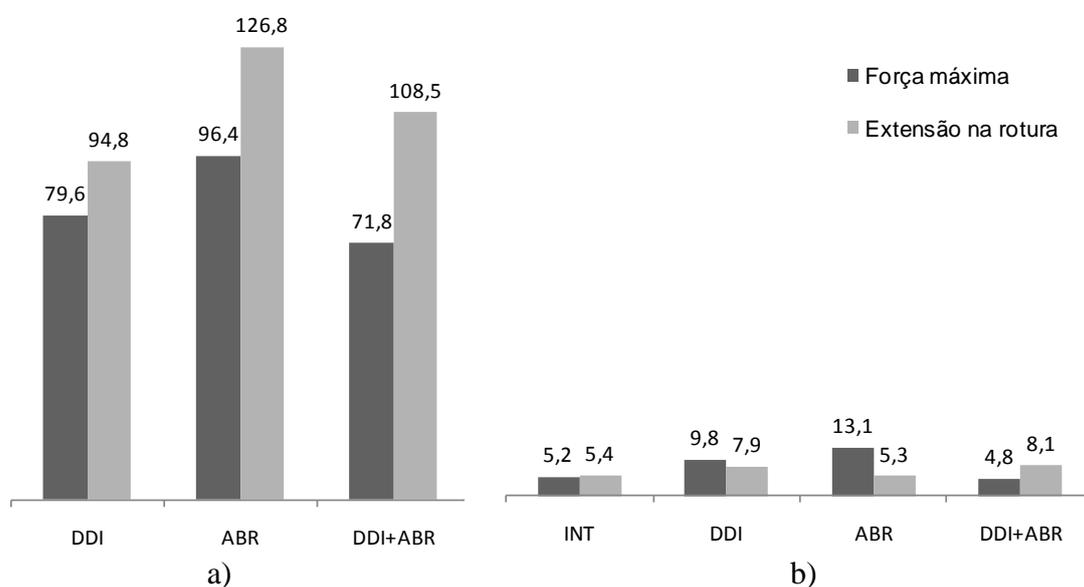


Figura 55. Geotêxtil GTX: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%).

A resistência residual das amostras de GTX varia entre os 72% e 96%, aproximadamente. As maiores perdas de resistência à tracção surgem nas amostras submetidas a DDI e abrasão combinadas (28%).

A resistência residual após abrasão é bastante elevada (96%). Dado que os filamentos constituintes do geotêxtil são do tipo contínuo, o que se verifica após abrasão é apenas a desagregação superficial parcial dos filamentos, sem que ocorra o destacamento e corte dos filamentos. No caso das amostras sujeitas a DDI, o contacto com as partículas de agregado sintético originou o corte parcial dos filamentos que constituem o geotêxtil (mais superficiais), e conseqüentemente a redução da sua resistência.

Para as amostras submetidas a DDI e abrasão verifica-se a maior perda de resistência à tracção (cerca de 28%). O corte dos filamentos durante os ensaios de DDI tornou o material mais sensível, permitindo que no ensaio de abrasão ocorresse a desagregação da camada superficial do geotêxtil, o corte e a reorientação dos filamentos na direcção do ensaio, descritos na secção 4.4.2.4.

Relativamente às extensões residuais, os valores obtidos são bastante distintos. Para as amostras submetidas a DDI, há uma redução de cerca de 5% em relação à extensão apresentada pelas amostras intactas, enquanto após abrasão, e após DDI e abrasão, a extensão aumenta cerca de 27% e 9%, respectivamente. Os coeficientes de variação para a resistência à tracção são relativamente baixos: o coeficiente mais elevado foi obtido para as amostras após abrasão (13,1%). No caso dos coeficientes de variação referentes à extensão para a força máxima, a dispersão dos resultados das amostras após os danos simulados é baixa e, portanto, os coeficientes obtidos são igualmente baixos (inferiores a 8%).

Na Figura 56 são apresentados os valores residuais (em %) da robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%), relativamente ao geotêxtil intacto.

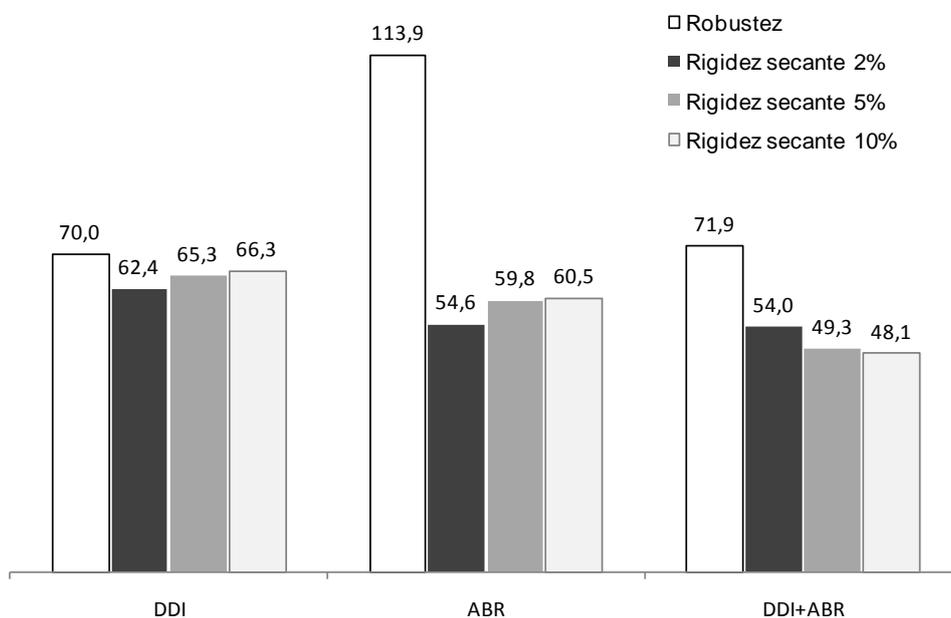


Figura 56. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente ao geotêxtil intacto.

A robustez das amostras após DDI, e após DDI e abrasão sofre reduções significativas (cerca de 30% e 28%, respectivamente), o que reflecte a redução dos valores de pico (resistência à tracção e extensão na rotura) e do módulo de rigidez do material. Para as amostras após abrasão, a robustez aumenta 14%, devido essencialmente ao aumento da extensão para a força máxima das amostras.

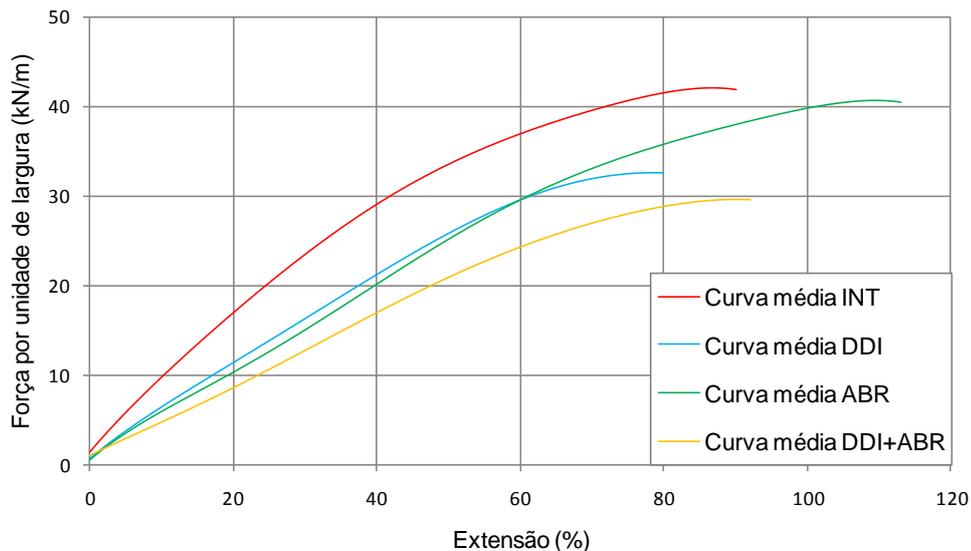
A rigidez das amostras, após os 3 tipos de ensaios, apresentam grandes reduções. Os valores residuais do módulo rigidez secante são menores nas amostras após DDI e abrasão, e apresentam uma redução de 46,0%, 50,7% e 51,9% para 2%, 5% e 10%, respectivamente. Para as amostras após DDI, e após abrasão as reduções de rigidez também são bastante significativas: após DDI as reduções do módulo de rigidez são de 37,6% para  $\epsilon=2\%$ , 34,7% para  $\epsilon=5\%$  e 33,7% para  $\epsilon=10\%$ ; após abrasão são de 45,4%, 40,2% e 39,5% para  $\epsilon=2\%$ ,  $\epsilon=5\%$  e  $\epsilon=10\%$ , respectivamente.

Na Figura 57 são apresentadas as curvas força-extensão médias determinadas para as amostras de GTX intactas e danificadas em laboratório (Figura 57-a); e as curvas força-extensão mais próximas das curvas médias obtidas (Figura 57-b).

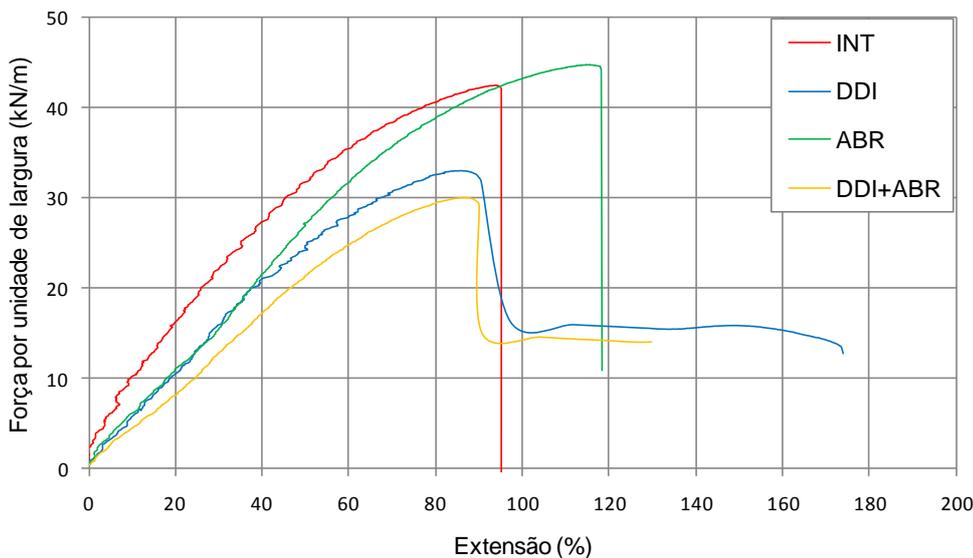
As curvas médias força-extensão determinadas para as amostras após os diferentes tipos de dano induzidos, apresentam uma configuração semelhante entre si. Relativamente à curva média do material intacto, a redução acentuada do declive das curvas (módulo de rigidez secante) e a variação dos valores limite (resistência à tracção e respectiva extensão), é evidente. No caso da curva média obtida para as amostras após abrasão, a diferença verificada para a curva média das amostras intactas, resulta essencialmente do aumento do valor de pico da extensão (cerca de 28%), já que a resistência à tracção obtida é bastante próxima do valor apresentado pelas amostras intactas.

Para as amostras após DDI, e após abrasão, as diferenças verificadas entre as suas curvas médias, embora significativas, referem-se apenas aos valores de pico, uma vez que o seu traçado é praticamente coincidente até uma extensão de 60%.

É de salientar que as curvas médias apenas são representativas do comportamento das amostras correspondentes até ao 1º pico, onde é atingida a sua resistência máxima. Por essa razão, na Figura 57-b incluem-se as curvas força-extensão dos provetes que se aproximam mais da respectiva curva média.



a)



b)

Figura 57. Representação das curvas força-extensão do geotêxtil GTX: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão: a) curvas médias; b) curvas do provete mais próximo da curva média.

A comparação das curvas força-extensão dos provetes, que se aproximam mais da curva média correspondente, evidencia os diferentes tipos de rotura observados nas amostras. As amostras após DDI, e após DDI e abrasão apresentam um tipo de rotura mais dúctil, enquanto as amostras intactas e após abrasão apresentam um tipo de rotura frágil, tal como descrito na secção 4.4.2.

Os coeficientes de redução determinados para o geotêxtil, após os diferentes tipos de danos simulados, encontram-se na Tabela 33.

Tabela 33. Coeficientes de redução do geotêxtil GTX, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.

| $CR_{DDI}$ | $CR_{ABR}$ | $CR_{DDI+ABR}$ | $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ |
|------------|------------|----------------|----------------------------|
| 1,26       | 1,04       | 1,39           | 1,30                       |

Os coeficientes de redução obtidos são elevados, com excepção do valor determinado após abrasão. Pela análise da Tabela 33 verifica-se que a acção combinada da DDI e abrasão ( $CR_{DDI+ABR}$ ) conduz a um coeficiente de redução ligeiramente superior ao coeficiente obtido considerando a sobreposição dos fenómenos ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ). Assim, a consideração da sobreposição dos efeitos no dimensionamento do GTX não está do lado da segurança, pelo que o uso deste coeficiente dará origem a valores de resistência mais baixos.

O coeficiente de redução obtido para amostras após abrasão é muito próximo da unidade, já que as reduções na resistência à tracção são pouco significativas. No entanto, após abrasão verifica-se que o geotêxtil torna-se mais extensível, apresentando deformações superiores às esperadas tendo em conta o comportamento mecânico das amostras intactas.

#### 4.5.2.2. Influência do material de confinamento nos ensaios de DDI em laboratório

De seguida é discutida a influência do tipo de solo utilizado nos ensaios laboratoriais de DDI através da comparação dos resultados apresentados neste trabalho com os resultados obtidos por Paula (2003) para o mesmo geossintético, GTX. Além da comparação dos referidos resultados, também é feita uma análise dos coeficientes de redução obtidos por Pinto (2005) após DDI com balastro (com dimensões entre os 31,5 e os 63mm e com uma resistência à abrasão de Los Angeles de 16,9%), para dois geotêxteis análogos mas com m.u.a. distintas, e o coeficiente de redução obtido para o GTX com *corundum*.

A descrição do estudo laboratorial realizado por Paula (2003), com agregado granítico (LA=28%) e agregado calcário (LA=19,3%) encontra-se descrito com mais detalhe na

secção 4.5.1.2. Na Tabela 34 são apresentados os resultados dos ensaios de tracção apresentados por Paula (2003). Pelas razões já apresentadas (secção 4.5.1.2), apenas é feita uma análise comparativa dos valores da resistência à tracção.

Tabela 34. Resultados dos ensaios de tracção do GTX, Paula (2003).

|               | Provetes intactos |                       | Provetes após DDI em laboratório |                       |                  |                       |
|---------------|-------------------|-----------------------|----------------------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|
|               |                   |                       | Solo granítico                   |                       | Solo calcário    |                       |
|               | $T_{max}$ (kN/m)  | $\epsilon_{Fmax}$ (%) | $T_{max}$ (kN/m)                 | $\epsilon_{Fmax}$ (%) | $T_{max}$ (kN/m) | $\epsilon_{Fmax}$ (%) |
| Valor médio   | 50,11             | 11,94                 | 38,85                            | 109,33                | 44,16            | 111,32                |
| Desvio padrão | 2,66              | 1,85                  | 3,65                             | 6,99                  | 1,34             | 6,78                  |
| C.V. (%)      | 5,3               | 1,7                   | 9,4                              | 6,4                   | 3,0              | 6,0                   |

O valor médio da resistência à tracção das amostras intactas obtido no presente trabalho (42,3kN/m) é inferior à resistência correspondente (50,1kN/m), apresentada na Tabela 34. O geotêxtil ensaiado no presente estudo foi o mesmo que o ensaiado por Paula (2003), pelo que a diferença de valores obtidos para a resistência à tracção em amostras intactas deve-se, provavelmente, ao envelhecimento do material.

Na Figura 58 são apresentados os valores da resistência residual (em %) para o geossintético GTX após DDI em laboratório, considerando três materiais de confinamento distintos: material granular sintético (LA=16%), utilizado no estudo apresentado; solo granítico e calcário, utilizado por Paula (2003).

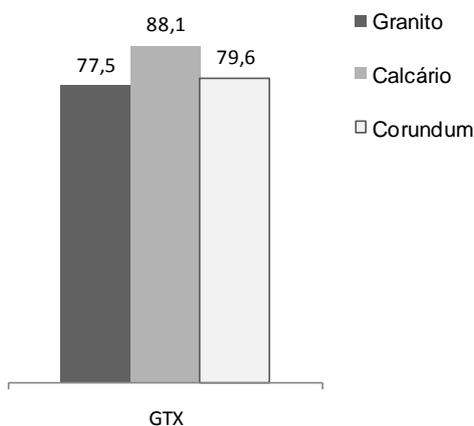


Figura 58. Resistência residual (%) do GTX após DDI com diferentes materiais de confinamento.

Pela análise da Figura 58 verifica-se que o material granítico é o material mais agressivo, pois origina uma maior redução da resistência (cerca de 22,5%) relativamente ao material intacto. O agregado calcário é o que apresenta uma resistência residual maior (88,1%). Note-se que esta tendência é distinta da observada para a GGR (secção 4.5.1.2) onde a maior resistência residual (superior a 100%) foi verificada nos ensaios de DDI com *corundum*.

Os ensaios de DDI com balastro descritos por Pinto (2005) foram realizados em dois tipos de geotêxteis: um geotêxtil com uma baixa resistência à tracção, uma elevada extensão na rotura e com uma m.u.a. de 285g/m<sup>2</sup> (GT2); um geotêxtil com uma elevada resistência à tracção, uma menor extensão na rotura, com uma m.u.a. de 700g/m<sup>2</sup> (GT1). Os ensaios de DDI seguiram as indicações da norma EN ISO 10722-1:1997, com tensão máxima aplicada de 900kPa. Após os ensaios de DDI os provetes apresentavam cortes e perfurações, que chegaram a atingir os 8mm de diâmetro no GT1, e 4mm no GT2 (Pinto, 2005). Na Tabela 35 encontram-se as propriedades dos geotêxteis estudados, na direcção de fabrico, por Pinto (2005).

Tabela 35. Propriedades dos geotêxteis na direcção de fabrico estudados por Pinto (2005).

| Propriedade                                   | <b>GT1</b><br>Geotêxtil não tecido<br>agulhado, filamento<br>contínuo, 100% em PP<br>com aditivo UV | <b>GT2</b><br>Geotêxtil não tecido<br>agulhado, filamento<br>contínuo, 100% em PP<br>com aditivo UV |
|---|---|---|
| Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> ) | 700   | 285   |
| Espessura (2kPa) (mm)                         | 5,3   | 2,5   |
| Resistência à tracção (kN/m <sup>2</sup> )    | 42±10%  | 21,5±10%  |
| Extensão para a força máxima (%)              | 95±23%  | 100±30%   |

Com os resultados de Pinto (2005) procurou-se extrapolar o valor do CR<sub>DDI</sub> com balastro, para o geotêxtil GTX utilizado neste trabalho. Para tal, seguiram-se as indicações da ISO/TR 20432:2007 – Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement. Este procedimento foi descrito e aplicado por Rosário *et al.* (2010) para interpolar valores para CR<sub>DDI</sub>. Neste trabalho foi

feita uma extrapolação usando a mesma metodologia. Assim é necessário confirmar o valor obtido, apresentado na Figura 59, com resultados de ensaios.

Na Figura 59 são apresentados os coeficientes de redução obtidos por Pinto (2005) em função da m.u.a. dos geotêxteis, o coeficiente de redução apresentado neste trabalho para o GTX com *corundum*, e o coeficiente de redução correspondente à DDI com balastro do GTX, determinado pela extrapolação linear dos resultados obtidos por Pinto (2005).

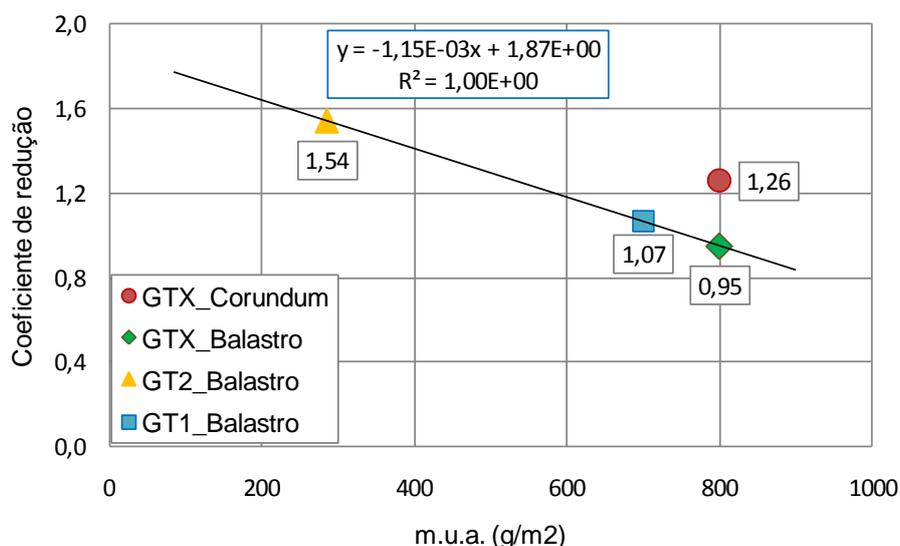


Figura 59. Coeficientes de redução obtidos por Pinto (2005) em geotêxteis com diferente m.u.a. após DDI com balastro; extrapolação para o GTX e valor obtido para o GTX com *corundum*.

Como seria de esperar, pela análise da Figura 59 verifica-se que os efeitos da DDI, com balastro, são mais graves para o geotêxtil com menor m.u.a. (GT2), já que o seu coeficiente de redução é mais elevado (1,54) do que o obtido para o GT1 (1,07).

O coeficiente de redução determinado para o GTX, após DDI com balastro, pela extrapolação linear dos resultados obtidos por Pinto (2005) é inferior à unidade (0,95), sendo também inferior ao coeficiente obtido após DDI com *corundum* (1,26). A comparação destes valores sugere que o agregado sintético é mais agressivo que o balastro. Estas tendências têm que ser comprovadas através da realização de ensaios.

Com base na observação visual relatada por Pinto (2005) para o GT1 (m.u.a. de 700g/m<sup>2</sup>), que incluía cortes e perfurações de dimensões significativas, e nos efeitos

verificados após DDI com *corundum* do GTX (m.u.a. de 800g/m<sup>2</sup>) descritos neste trabalho (a incrustação de partículas finas no material sem a ocorrência de perfurações visíveis a olho nu), era de esperar que o coeficiente de redução obtido para o GT1, após DDI com balastro (1,07), fosse mais elevado.

#### 4.5.3. Geocompósito de reforço (GCR)

Na Figura 60 apresentam-se os valores residuais da resistência à tracção e extensão do geocompósito GCR, após DDI (DDI), abrasão (ABR), DDI e abrasão (DDI+ABR) em relação às amostras intactas, e os respectivos coeficientes de variação.

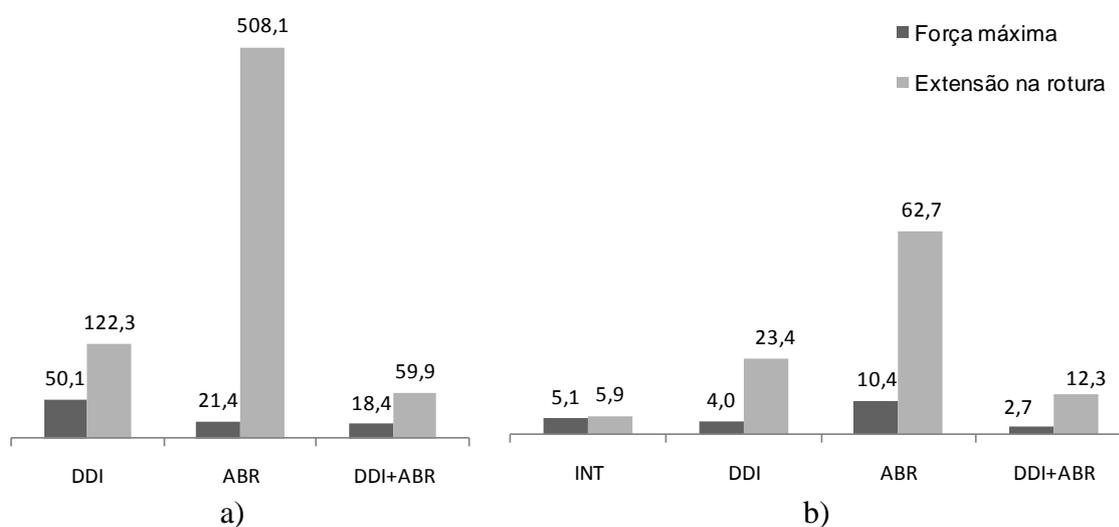


Figura 60. Geocompósito GCR: a) resistência à tracção e extensão residuais (%); b) coeficientes de variação correspondentes (%).

Os danos provocados pela DDI, abrasão e a sua combinação são bastante graves, provocando reduções na resistência à tracção que variam entre os 50% e os 82%. As reduções verificadas parecem ser proporcionais ao grau de danificação dos filamentos de PET, já que as maiores reduções de resistência (82%) correspondem às amostras onde foram verificados danos mais agressivos nos filamentos (após ensaios de DDI e abrasão).

A diferença dos valores de resistência residual após abrasão e após DDI e abrasão é pouco significativa. Tal como verificado para o GTX, durante o ensaio de DDI do GCR ocorreu o corte de filamentos superficiais (tipo contínuo) que constituem o geotêxtil de base do GCR, o que possibilitou que esses mesmos filamentos fossem desagregados da

estrutura do geotêxtil e reorientados, durante o ensaio de abrasão realizado posteriormente.

Nas amostras de GCR submetidas apenas a ensaios de abrasão, os danos foram verificados essencialmente nos cordões e, portanto, o valor da resistência residual é ligeiramente superior ao valor apresentado pelas amostras após DDI e abrasão, onde foram verificados danos nos filamentos de PET e na estrutura de geotêxtil.

Em termos de extensões, as amostras sujeitas ao efeito combinado da DDI e da abrasão apresentam uma redução de 40,1% no valor da extensão na rotura, enquanto após DDI verifica-se um aumento de 22,3%. A extensão residual apresentada para as amostras após abrasão foi determinada considerando os valores máximos de resistência à tracção e respectivas extensões, apresentados na Tabela 24. O aumento desproporcional do valor médio da extensão deve-se ao facto de algumas das extensões corresponderem à rotura no “pico 1”, e portanto são menores, e outras corresponderem à rotura no “pico 2” (extensões maiores).

Os coeficientes de variação para a resistência à tracção são relativamente baixos, à excepção do valor obtido para as amostras após abrasão que é um pouco mais elevado (10,4%), pelas razões já referidas.

Relativamente à extensão para a força máxima, os coeficientes referentes às amostras após DDI e após abrasão (isolados) são um pouco elevados, principalmente o das amostras submetidas à abrasão (62,7%). Nas amostras após DDI, e após DDI e abrasão, os coeficientes são de 23,4% e 12,3%, respectivamente. O coeficiente de variação para extensão na rotura das amostras após abrasão é bastante mais elevado do que os restantes, pelas mesmas razões já referidas para o valor da extensão residual.

Na Figura 61 são apresentados os valores residuais (em %) da robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%), relativamente ao geocompósito intacto.

Da observação da Figura 61, verifica-se que a robustez das amostras após DDI, e após DDI e abrasão sofre reduções de 26,0% e 84,3%, respectivamente, em relação ao valor das amostras intactas. Para as amostras após abrasão, a robustez aumenta 90,5%, devido ao grande aumento da extensão na rotura das amostras, correspondente ao “pico 2”.

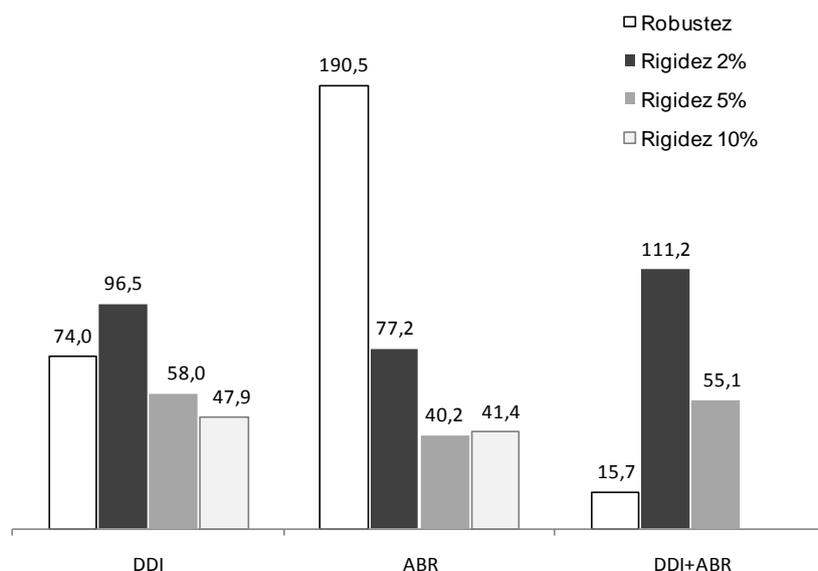


Figura 61. Robustez e módulo de rigidez secante (2%, 5% e 10%) residuais (em %), relativamente ao geocompósito intacto.

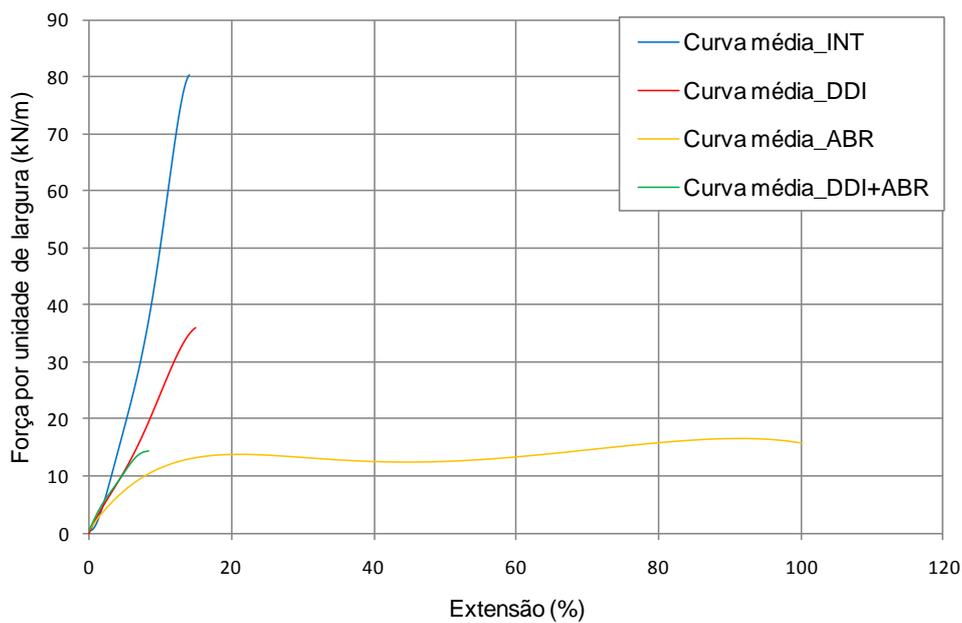
Uma vez que, houve uma grande redução dos valores de pico e do declive das curvas força-extensão médias, ou seja, do módulo de rigidez secante, é natural que as reduções verificadas na robustez sejam, também, bastante elevadas.

O valor médio da rigidez secante para  $\varepsilon=2\%$  sofre uma maior redução, nas amostras submetidas a abrasão (cerca de 22,8%); após DDI a redução é de 3,5% (pouco significativo); e após DDI e abrasão há um aumento de cerca de 11,2%.

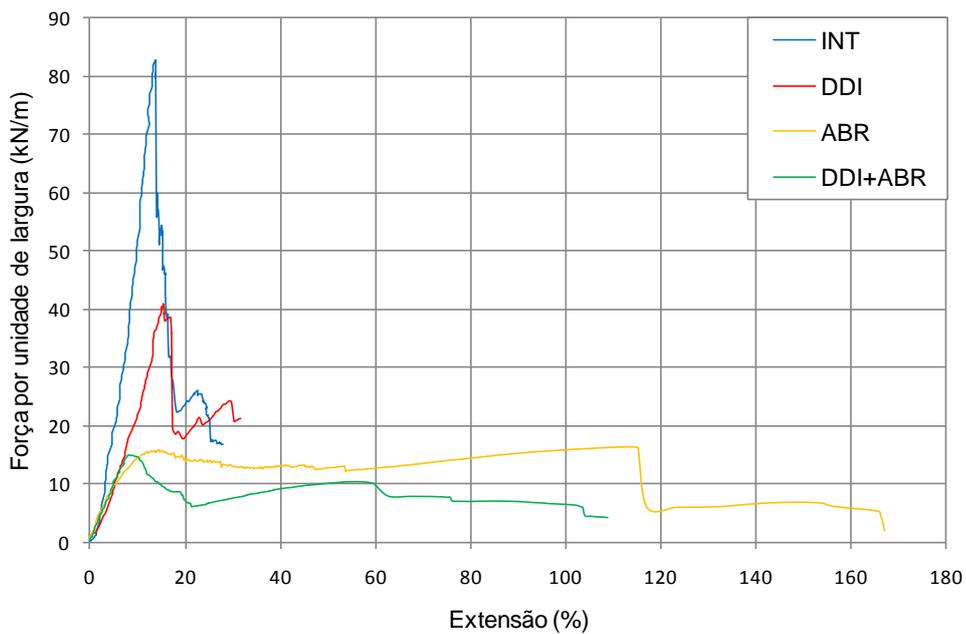
Para  $\varepsilon=5\%$  os valores médios da rigidez diminuem bastante, apresentando reduções de 42,0% após DDI, 59,8% após abrasão, e 44,9% após DDI e abrasão. Para  $\varepsilon=10\%$  as reduções são de 52,1%, após DDI e 58,6% após abrasão.

Na Figura 62 são apresentadas as curvas força-extensão médias determinadas para as amostras de GCR intactas e após os danos induzidos em laboratório (Figura 62-a); e as curvas força-extensão (dos provetes) mais próximas das curvas médias obtidas (Figura 62-b).

Na Figura 63 é apresentado com mais pormenor a zona inicial das curvas médias força-extensão do geocompósito GCR: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão, de forma a perceber melhor o comportamento das amostras, em termos de rigidez secante para as extensões de 2%, 5% e 10%.



a)



b)

Figura 62. Curvas força-extensão do geocompósito GCR: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão: a) curvas médias; b) curvas do provete mais próximo da curva média.

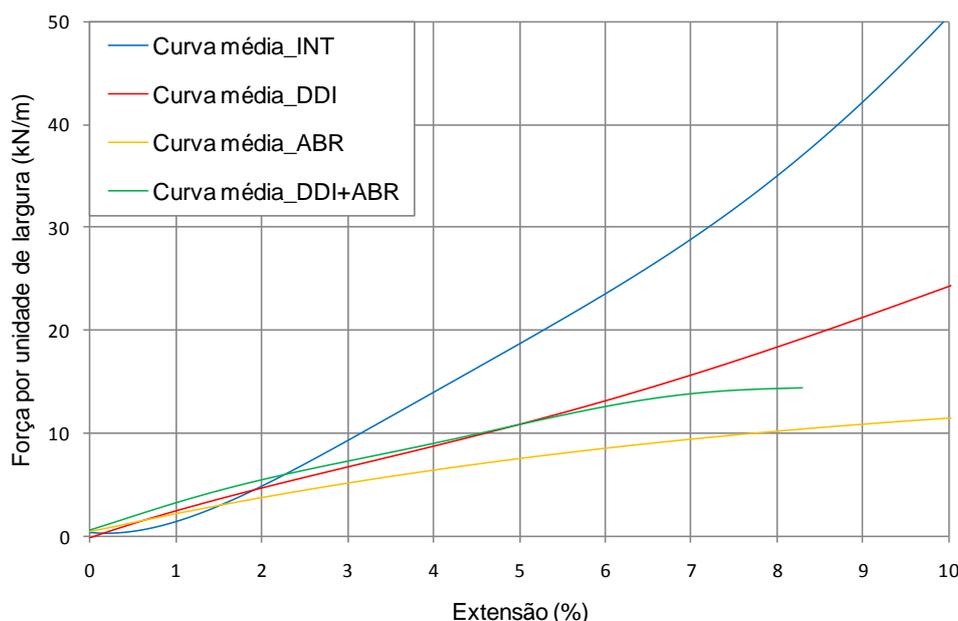


Figura 63. Pormenor da zona inicial das curvas médias força-extensão do geocompósito GCR: intacto; após DDI; após abrasão; após DDI e abrasão.

As curvas médias força-extensão obtidas para o material intacto e para o material após DDI têm uma configuração semelhante, embora haja uma redução acentuada dos valores de pico (resistência à tracção e extensão correspondente), que se traduz pela redução do seu declive.

As curvas referentes às amostras após abrasão, e após DDI e abrasão (Figura 62-b) evidenciam um comportamento diferente em relação às amostras intactas: nas amostras intactas a rotura é brusca, enquanto para os referidos ensaios, a rotura é dúctil, ou seja, após o primeiro pico é progressivamente mobilizado o geotêxtil, enquanto nas amostras intactas e após DDI após ser atingida a força máxima o ensaio termina.

Na Tabela 36 são apresentados os coeficientes de redução determinados para o geocompósito GCR, considerando como referência o valor da resistência média dos provetes intactos.

Os coeficientes de redução obtidos são bastante elevados, de onde se conclui que os tipos de danificação induzidos são bastante determinantes na resistência à tracção a curto prazo do geocompósito GCR.

Tabela 36. Coeficientes de redução do geocompósito GCR, relativamente à resistência à tracção das amostras intactas.

| $CR_{DDI}$ | $CR_{ABR}$ | $CR_{DDI+ABR}$ | $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ |
|------------|------------|----------------|----------------------------|
| 2,00       | 4,67       | 5,43           | 9,32                       |

O coeficiente de redução obtido considerando a sobreposição dos efeitos da DDI e da abrasão ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ) é conservativo, já que o seu valor (9,32) é bastante superior ao valor obtido considerando a acção combinada da DDI e abrasão (5,43). Portanto, para este geossintético, o dimensionamento tradicional (sobreposição dos efeitos estudados separadamente) é muito conservativo, ao contrário do observado para o geotêxtil GTX.

#### 4.5.4. Comparação dos resultados obtidos

Nesta secção é feita a comparação dos resultados obtidos (resistência à tracção) para os três geossintéticos estudados, após ensaios de DDI e abrasão (isolados), e a sua combinação.

Na Figura 64 são apresentados os valores nominais (NOM) da resistência à tracção dos geossintéticos, e os valores obtidos após ensaios em amostras intactas (INT) e após DDI (DDI) e abrasão (ABR) (isolados e combinados (DDI+ABR)).

Os tipos de mecanismos de danos simulados (DDI e abrasão) e a sua combinação têm efeitos bem distintos nos três geossintéticos estudados.

Para o geotêxtil (GTX) e o geocompósito (GCR) a DDI induzida em laboratório provoca uma diminuição significativa da resistência à tracção (mais acentuada para o geocompósito), enquanto na geogrelha verifica-se o ligeiro aumento da sua resistência.

Quanto à abrasão induzida nas amostras intactas, o seu efeito é significativo apenas no geocompósito (GCR), devido aos danos provocados nos filamentos de PET; para o geotêxtil (GTX) e geogrelha (GGR) foram observadas alterações visuais (desagregação superficial e desgaste dos nós, respectivamente), no entanto, os valores de resistência à tracção não sofreram alterações significativas.

Relativamente à combinação da DDI e abrasão, os efeitos verificados na geogrelha (GGR) não provocaram alterações no valor da sua resistência. Para o geotêxtil (GTX) e

o geocompósito (GCR) a combinação da DDI e abrasão provoca a diminuição da resistência, mas uma vez mais, é no geocompósito (GCR) que a redução é mais elevada.

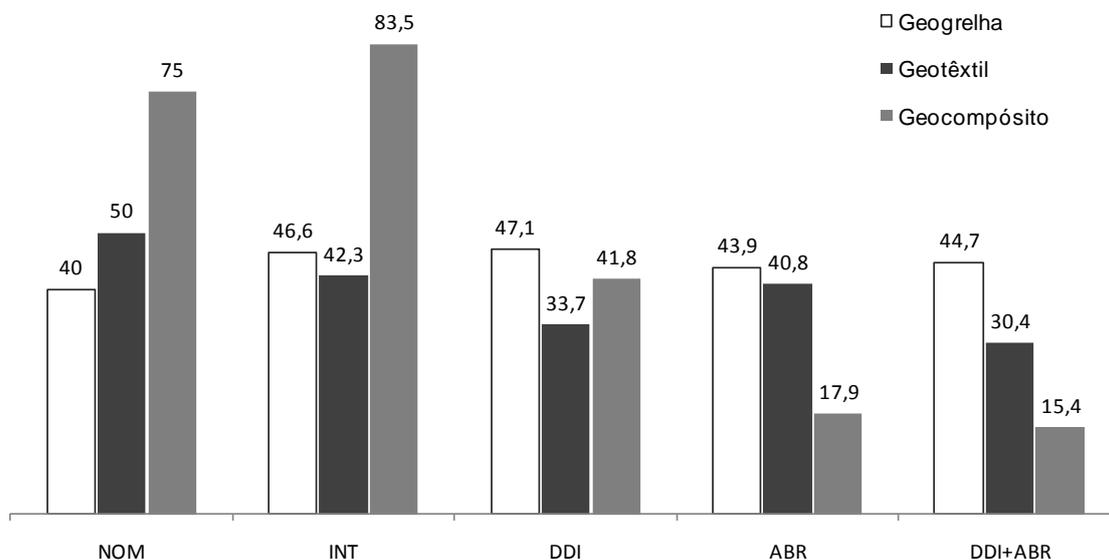


Figura 64. Comparação dos resultados obtidos, em termos de resistência à tracção máxima (kN/m), para os geossintéticos (GGR, GTX, GCR) estudados.

De facto, o aspecto exibido pelas amostras de GCR e GTX, após ensaios de DDI e abrasão, apresenta um padrão idêntico. Tanto o geotêxtil GTX como o geotêxtil de base do GCR são constituídos por filamentos contínuos, pelo que os danos provocados pela DDI e abrasão (combinados) são semelhantes. Note-se que, apesar dos danos sofridos serem idênticos, as variações obtidas não são iguais, já que os geossintéticos não possuem a mesma espessura e, no caso do GCR, o grau de danificação dos cordões (filamentos de PET) é mais condicionante que a danificação do geotêxtil de base.

Para qualquer um dos mecanismos de dano simulados (isolados e combinados) as maiores reduções de resistência à tracção ocorrem no geossintético com maior resistência nominal, o geocompósito. Além disso, o geossintético com menor resistência nominal (GGR) é o que melhor suporta os efeitos induzidos. Este facto poderá ser explicado pela sua estrutura: grelha, com área de contacto com os agregados ou com o abrasivo reduzida e aberturas que permitem o ajuste das partículas de agregado (no ensaio de DDI); juntas integrais, com grande continuidade da estrutura da GGR.

Os resultados obtidos indicam que, para as condições analisadas, a estrutura do material é mais importante (tem mais influência na resposta do material) que a sua resistência nominal.

Tradicionalmente avalia-se o comportamento dos geossintéticos com base na sua resistência à tracção máxima e extensão correspondente. Contudo para estruturas em que o valor da deformação admissível é baixo, o que irá condicionar o comportamento desses materiais é a sua rigidez, nomeadamente o  $J_{\text{sec}} 2\%$ ,  $J_{\text{sec}} 5\%$  ou até o  $J_{\text{sec}} 10\%$ , dependendo do valor das deformações máximas admitidas para a estrutura em que estes são inseridos.

Nos geossintéticos a diminuição dos seus parâmetros de pico (resistência à tracção e extensão na rotura) provoca a alteração do seu comportamento, traduzida, geralmente, pela diminuição do declive da curva força-extensão do material. Como consequência dessa diminuição no declive, acontece que a deformação máxima admissível é atingida para valores de força menores (Figura 65).

Por esta razão, para o dimensionamento de geossintéticos, em que o seu comportamento mecânico seja relevante, é necessário contabilizar o efeito dos vários agentes e mecanismos que afectam a sua durabilidade em termos das variações dos parâmetros de pico e da rigidez, correspondente aos valores da extensão máxima admissível na obra em causa.

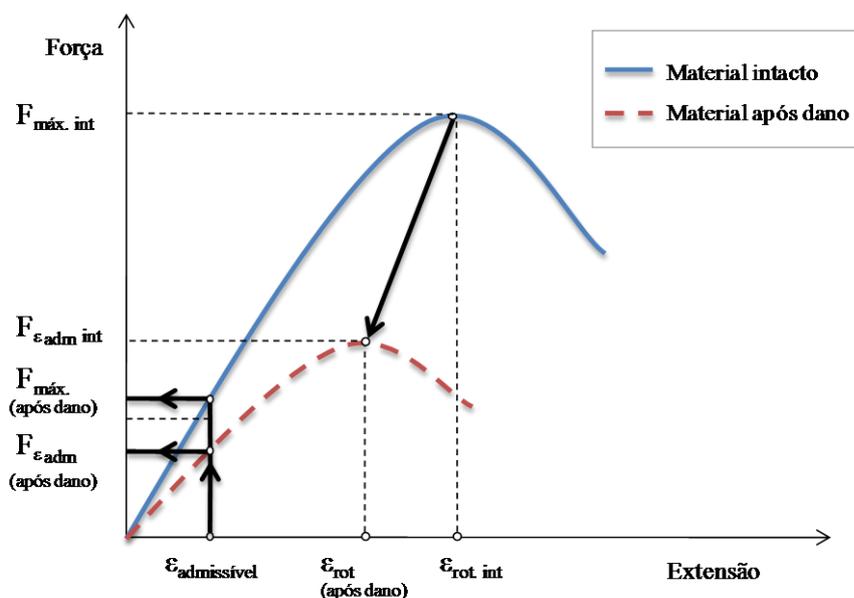


Figura 65. Comportamento típico de um geossintético intacto e após dano.

## 4.6. Conclusões

Com este trabalho procurou-se avaliar os efeitos resultantes da danificação durante a instalação (DDI), os efeitos da abrasão e os efeitos simultâneos da DDI e da abrasão em três geossintéticos distintos. A caracterização dos danos induzidos foi avaliada através do comportamento mecânico de curto prazo dos geossintéticos, tendo como referência os valores obtidos para o material intacto. Com os resultados obtidos foi ainda possível determinar os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados, que representam os mecanismos estudados.

Além dos ensaios de DDI e abrasão, foram também realizados ensaios de abrasão em amostras submetidas a DDI, para averiguar a existência de sinergia entre os fenómenos, ou seja, se o efeito da acção simultânea da DDI e abrasão é diferente da soma do efeito de cada um dos mecanismos de degradação, actuando isoladamente.

Para a geogrelha foi realizada a análise comparativa dos resultados apresentados no estudo (após DDI em laboratório), com os valores apresentados por Paula (2003) após DDI em laboratório com agregado granítico e calcário, e por Pinho Lopes (2006) após ensaios de campo (com solos e energias de compactação distintos). Para o GTX, os resultados obtidos neste trabalho após DDI, foram comparados com os apresentados por Paula (2003) para o mesmo geossintético, mas com materiais de confinamento distintos (agregado granítico e calcário). Também foi feita uma comparação do coeficiente de redução apresentado para o GTX após DDI com *corundum*, e o valor do coeficiente de redução obtido considerando a extrapolação linear dos coeficientes obtidos por Pinto (2005) após DDI com balastro, para dois geotêxteis com m.u.a. distintas.

Os ensaios de DDI seguiram os procedimentos da norma actual – EN ISO 10722:2007 – à excepção do valor da tensão cíclica usada no carregamento. Nos ensaios realizados optou-se por fazer variar a tensão cíclica aplicada entre os  $5\pm 0,5\text{kPa}$  e  $900\pm 10\text{kPa}$  (de acordo com a versão anterior da norma), pelo que os resultados obtidos são mais conservativos.

Com base nos resultados obtidos são apresentadas as seguintes conclusões:

- Nos geossintéticos estudados verifica-se que o efeito da DDI, no seu comportamento mecânico de curto prazo, provoca alterações bastante distintas nos parâmetros de

pico (resistência à tracção e extensão correspondente), na rigidez secante e na robustez dos materiais. Na geogrelha extrudida a danificação induzida laboratorialmente com agregado sintético não provoca alterações significativas nos valores de pico, enquanto no geocompósito há uma redução da sua resistência em cerca de 50% e um aumento significativo da sua deformabilidade (22%), em relação aos valores determinados para os materiais intactos. Relativamente aos valores limite obtidos para o geotêxtil, as alterações mais importantes surgem no valor médio da resistência à tracção, onde se verifica uma redução de 20%. O valor da extensão obtido para a GGR deve ser considerado com alguma precaução já que foram verificados erros de leitura com o vídeo-extensómetro durante os ensaios de tracção das amostras após DDI;

- Com base nos valores obtidos para a resistência à tracção das amostras após DDI, pode concluir-se que os seus efeitos dependem bastante do tipo de geossintético considerado (da sua estrutura). De facto, para a geogrelha verifica-se um aumento de 1% na sua resistência após DDI, enquanto no GTX e no GCR, há uma redução da resistência de cerca de 20% e 50%, respectivamente;
- A comparação dos resultados obtidos para a geogrelha (GGR) após DDI, e os apresentados por Paula (2003) e Pinho Lopes (2006), mostra que os efeitos da danificação durante a instalação em obra (sob condições reais) foram mais significativos que os efeitos induzidos laboratorialmente. Por outro lado, para os ensaios de DDI de campo (sob condições reais) verifica-se que a influência da energia de compactação utilizada é mais relevante que os tipos de solo utilizados em contacto com a geogrelha, ou seja, as reduções de resistência à tracção mais elevadas estão associadas a maiores energias de compactação. Estas reduções são, no máximo, de 25%;
- Relativamente aos resultados obtidos para o GTX, após DDI com corundum e com material granítico e calcário, verifica-se que o material granítico é o mais agressivo, pois origina uma maior redução da resistência (cerca de 22,5%) relativamente ao material intacto. O agregado calcário é o que apresenta uma menor redução da resistência, cerca de 12%. A diferença no valor médio obtido neste trabalho, para amostras intactas de GTX (42,3kN/m), e o apresentado por Paula (2003) (50,1kN/m)

deve-se provavelmente ao envelhecimento do material, já que o geotêxtil ensaiado foi o mesmo que o utilizado pelo referido autor;

- Da análise do coeficiente de redução determinado para o GTX após DDI com balastro (inferior à unidade), pela extrapolação linear dos resultados obtidos por Pinto (2005), e o coeficiente de redução obtido após DDI com *corundum* (1,26), verifica-se que o agregado sintético, aparentemente, é mais agressivo que o balastro. Esta tendência terá que ser confirmada com ensaios;
- Os efeitos da abrasão verificados no geotêxtil e no geocompósito, através da inspecção visual dos provetes danificados, foram essencialmente a desagregação superficial, o destacamento e a reorientação dos filamentos numa direcção preferencial (do ensaio), e estão de acordo com os processos de abrasão descritos por Van Dine *et al.* (1982), apresentados na Tabela 3. Nos ensaios de abrasão do geocompósito foi ainda verificada a contracção lateral das amostras devido à tensão induzida pela utilização do esticador, que era essencial para eliminar as folgas entre a amostra e a placa superior do equipamento;
- A gama de valores obtidos para a redução na resistência à tracção após abrasão dos geossintéticos é bastante distinta, variando entre 4% e 79%. A maior redução do valor da resistência à tracção, de 79%, ocorre no geocompósito. Para o geotêxtil e a geogrelha verifica-se uma diminuição de cerca de 4% e 6%, respectivamente. Em relação à extensão para a força máxima, verifica-se o aumento do seu valor para o geocompósito e o geotêxtil, à excepção da geogrelha onde se verifica a diminuição da extensão. A grande diminuição do valor da resistência à tracção do geocompósito deve-se essencialmente à abrasão dos cordões (filamentos de PET), já que no geotêxtil de base do GCR apenas se verifica a desagregação superficial, sem a ocorrência visível do corte de filamentos da estrutura de geotêxtil. Os valores relativos à extensão na rotura obtidos para a geogrelha devem ser encarados com alguma precaução, uma vez que foram detectados alguns erros na medição das extensões durante os ensaios;
- A combinação dos fenómenos de DDI e abrasão teve consequências bastante gravosas no geocompósito. De facto, verifica-se uma diminuição significativa da sua resistência à tracção (cerca de 82%) e da extensão de pico (cerca de 40%). Para o geotêxtil a redução da resistência é menor (cerca de 28%), mas mais significativa do que as reduções verificadas considerando os fenómenos isoladamente. Para a

geogrelha a diminuição da resistência após DDI e abrasão é pouco significativa (cerca de 5,8%);

- Após ensaios de DDI e abrasão, o aspecto do geotêxtil GTX e do geocompósito GCR era bastante semelhante. Apesar de os danos serem visualmente idênticos, as variações obtidas não são iguais, já que os geossintéticos não possuem a mesma espessura e têm estruturas diferentes. No caso do GCR, o grau de danificação dos cordões (filamentos de PET) é mais condicionante que a danificação do geotêxtil de base;
- Para as amostras de GTX e GCR, submetidas apenas a abrasão, não ocorreu o corte de filamentos durante esse ensaio, e portanto os seus efeitos foram essencialmente a desagregação parcial superficial. No caso dos ensaios de abrasão em amostras previamente sujeitas a DDI, a danificação induzida pode ter provocado o corte dos filamentos superficiais do geotêxtil GTX e do geotêxtil de base do GCR, permitindo que durante o ensaio de abrasão os filamentos fossem mais facilmente desagregados, destacados e reorientados na direcção do ensaio;
- Os coeficientes de redução para a resistência à tracção obtidos traduzem as variações nas propriedades mecânicas a curto prazo dos geossintéticos considerados. Os valores obtidos para a geogrelha são bastante próximos da unidade, o que evidencia a elevada sobrevivência da GGR em relação aos agentes considerados. Para o geotêxtil o coeficiente de redução mais elevado foi obtido após DDI e abrasão ( $CR_{DDI+ABR}$ ). No geocompósito os coeficientes de redução são bastante elevados, indicando que os tipos de danos induzidos (DDI, abrasão e a sua combinação) são bastante determinantes na sua resistência à tracção a curto prazo;
- Em relação à sinergia entre os fenómenos de DDI e abrasão não se verifica nenhuma tendência comum a todos os geossintéticos estudados. Para a geogrelha o coeficiente combinado ( $CR_{DDI+ABR}$ ) é semelhante ao coeficiente considerando a sobreposição dos efeitos, actuando isoladamente ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ). No caso do GTX a diferença entre os referidos coeficientes de redução também não é muito importante, no entanto o coeficiente obtido pela sobreposição dos efeitos ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ), utilizado no dimensionamento tradicional, não está do lado da segurança, isto é, é inferior ao coeficiente combinado ( $CR_{DDI+ABR}$ ), considerando sinergia. No caso do

geocompósito o coeficiente obtido para a sobreposição dos efeitos ( $CR_{DDI} \times CR_{ABR}$ ) é inferior ao coeficiente combinado ( $CR_{DDI+ABR}$ ), e portanto, mais conservativo;

- Os elevados coeficientes de variação obtidos para as diversas grandezas, associados às amostras após ensaios de DDI e abrasão (isolados e combinados) evidenciam a heterogeneidade na resposta dos geossintéticos após os diferentes danos induzidos;
- A robustez residual dos geossintéticos apresenta valores muito distintos, reflectindo as variações obtidas em termos de resistência à tracção e respectiva extensão, para os diferentes tipos de danos induzidos. De uma forma geral, as maiores reduções do valor da robustez foram verificadas nos geossintéticos submetidos ao efeito combinado da danificação durante a instalação e abrasão laboratorial;
- Relativamente às variações da rigidez das amostras após os ensaios não se verifica a mesma tendência para todos os geossintéticos estudados. No caso da geogrelha, a rigidez das amostras após os fenómenos de DDI e abrasão (isolados e combinados) aumenta, devido essencialmente ao aumento da extensão de pico, já que os valores da resistência à tracção não apresentam diferenças significativas entre si. No geotêxtil, a rigidez sofre diminuições bastante significativas após qualquer um dos ensaios. Para o geocompósito a rigidez diminui bastante para extensões de 5% e 10% após qualquer um dos ensaios;
- Dos geossintéticos considerados no estudo, o geocompósito, com resistência nominal mais elevada (75kN/m), foi o material que apresentou maiores reduções na sua resistência à tracção e extensão na rotura, após os ensaios de DDI e abrasão (isolados e combinados). A geogrelha, com resistência nominal de 40kN/m, foi o geossintético que apresentou resultados mais optimistas em termos de resistência, revelando-se pouco sensível aos efeitos de DDI e abrasão. Os resultados obtidos, para as condições analisadas, indicam que mais importante que a resistência nominal do material é a sua estrutura.



## 5. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho apresentado pretende contribuir para o estudo da influência dos efeitos da DDI e da abrasão na durabilidade dos geossintéticos em aplicações ferroviárias.

Os resultados apresentados realçam a importância da realização de mais estudos sobre os factores que influenciam o efeito da danificação durante a instalação de geossintéticos, nomeadamente o tipo de geossintético, o tipo de material confinante e a metodologia de instalação do geossintético.

Em relação aos ensaios de abrasão, a quantidade de resultados existentes recorrendo ao procedimento descrito na NP EN ISO 13427 é ainda escassa. Tendo em conta que os geossintéticos instalados em obras ferroviárias estão sujeitos à acção da abrasão durante todo o tempo de vida útil, e que os seus efeitos podem pôr em causa o seu funcionamento, torna-se clara a importância da realização de mais ensaios laboratoriais de abrasão, em vários tipos de geossintético, assim como a realização de ensaios de campo, de forma a correlacionar os resultados obtidos.

De forma a desenvolver o trabalho efectuado, como prosseguimento dos estudos seria necessário:

- A realização de outros tipos de ensaios de abrasão, nomeadamente ensaios tipo Los Angeles em geossintéticos;
- A realização de ensaios em verdadeira grandeza (com balastro) e solicitações “reais” ou muito próximas destas;
- A análise e observação de estruturas reforçadas com diferentes geossintéticos e comparação dos respectivos resultados;
- O desenvolvimento de ensaios laboratoriais que consigam reproduzir efectivamente as condições verificadas “*in situ*”, para geossintéticos aplicados em vias-férreas;
- O estudo do comportamento dos geossintéticos utilizados na reabilitação de vias-férreas e na construção de novas linhas.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### B

Braü, G. (1998). “Experience with damage during installations in Germany – Field and laboratory testing”. Seminar in Installation Damage in Geosynthetics, - November 1998, ERA Technology, U.K., pp. 2.1.1 a 2.1.15.

Brown, S.F., Kwan, J. e Thom, N.H. (2007). “Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast”, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 25, nº 6, pp. 326-335.

### C

Carneiro, J.R.C. (2009). “Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental – a importância da incorporação de aditivos químicos”. Dissertação para Doutoramento em Engenharia do Ambiente na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 534p.

Christopher, B.R. e Elias, V. (1998). “Evaluation of installation damage in geosynthetics: a US perspective”, Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 1.2.1-1.2.12.

### E

Elias, V. (2001). “Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes”. FHWA-NHI-00-044. Federal Highway Administration, Washington 94pp.

### F

Faure, Y. H. e B. Imbert, B. (1996). “Use of geotextiles to prevent fine material from polluting railway subgrades”. Geosynthetics: Applications, Design and Construction, pp. 479-486. Balkema, Rotterdam.

## G

Greenwood, J.H., e Friday, A. (2006). “How to predict hundred year lifetimes for geosynthetics”, 8th International Conference on Geosynthetics, pp.1539-1542, Yokohama, Japan.

## H

Hausmann M.R. e Ring G. J. (1990). “Abrasion of geotextiles in railway track applications”. Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products, pp. 193–196.

Hufenus, R., Ruegger, R., Flum, D., Sterba, I.J. (2005). “Strength reduction factors due to installation damage of reinforcing geosynthetics”. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 23 (5), pp. 401–424.

## L

Lopes, M. L.; Costa Lopes, P. e Monteiro, A. (2001). “Estudo da acção dos agentes atmosféricos em geotêxteis não tecidos”. *Revista das associações portuguesas dos distribuidores de água e para estudos de saneamento básico - Águas & Resíduos*. Ano V, Março/Julho, Sintra, pp. 11-16.

Lopes, Maria de Lurdes (2009). “Utilização de geossintéticos em estruturas de vias-férreas”. *3º Seminário Português sobre Geossintéticos*, Coimbra, Palestra, CD-ROM, ISBN-978-989-96466-0-5, 19p., Actas do 3º Seminário Português sobre Geossintéticos, ISBN-978-989-96466-1-2, pp. 23-41.

## N

Nancey, A., Imbert, B. e Robinet, A. (2002). “Thick and abrasion resistant geotextile for use under ballast in railways structure”, Proc. 7th International Conference on Geosynthetics, Vol. 3, pp.1191-1194, Nice, France.

## P

Paula, A. M. V. (2003). “Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos”. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos. Universidade do Porto, FEUP, Porto, 155p.

Paula, A. M., Pinho Lopes, M., Lopes, L. (2004). “Avaliação laboratorial da danificação durante a instalação de geossintéticos. Influência do material de confinamento”, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia nº 102, pp. 71-83, Lisboa.

Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. C. (2001). “Efeito no comportamento mecânico dos geossintéticos da danificação sofrida durante a instalação – resultados iniciais”, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia nº 93, pp. 81-99, Lisboa.

Pinho Lopes, M.J.F. (2006). “Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos”. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 693p.

Pinto, A. E. S. (2005). “Aplicação de Geossintéticos em Linhas-Férreas: Estudo Laboratorial dos Fenómenos de Danificação Durante a Instalação e Abrasão nos Materiais”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Vias de Comunicação. Universidade do Porto, FEUP, Porto, 168p.

## R

Raymond G.P. (1999). “Railway rehabilitation geotextiles”. Geotextiles and Geomembranes, Vol.17, pp.213-230.

Rosário, C.; Pinho-Lopes, M.; Lopes, M.L. (2010). “Danificação durante a instalação de geotêxteis – avaliação usando resultados de materiais semelhantes”, 12º Congresso Nacional de Geotecnia, tema – Fundações, taludes e estruturas geotécnicas, CD-ROM, pp. 933-942, Livro de Resumos Alargados do 12º Congresso Nacional de Geotecnia, ISBN 978-972-40-4214-5, pp. 207-208, Guimarães, Portugal.

## S

Shukla, S.K. (2002). “Geosynthetics and their applications”, Chapter on “Fundamental of geosynthetics”, Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, 430p.

## T

Tan, S.A. (H) (2002). Railway tracks, Chapter on “Fundamental of geosynthetics”, Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, 430p.

Troost, G.H. e Ploeg, N.A. (1990). “Influence of weaving structure and coating on the degree of mechanical damage of reinforcing mats and woven geogrids, caused by different fills, during installation”. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, pp. 609–614.

V

Van Dine, D., Williams, S.E. e Raymond, G.P. (1982). “An Evaluation of Abrasion Tests for Geotextiles”. Proceedings of the 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, pp. 811- 816.

W

Watn, A. e Chew, S.-H. (2002). “Geosynthetic damage - from laboratory to field”, Keynote Lecture, Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol. 4, pp. 1203-1226.

Watts, G.R.A. e Brady, K.C., 1990. “Site damage trials on geotextiles”. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Haag, pp. 603–607.

Wilmers, W., 2005. “Geosynthetics in road construction – german regulations”. <http://www.gb.bv.tum.de/fskgeo/download/veroeffentlichungen/2007-geosyntheticsinroadconstruction.pdf>