

RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO NOS SISTEMAS DE COBERTURA DE ATERROS DE RESÍDUOS

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CORTE DAS
INTERFACES COM GEOSSINTÉTICOS**

MARISA DANIELA MONTEIRO GOMES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professora Doutora Castorina Fernanda Silva Vieira

Coorientador: Doutor José Ricardo da Cunha Carneiro

JULHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A mim

A ciência realmente só tem alcançado tornar mais intensa e forte uma certeza: - a velha certeza socrática da nossa irreparável ignorância. De cada vez sabemos mais - que não sabemos nada.

Eça de Queiroz

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação representa o final de um percurso, que vai além do académico, de mais uma etapa da minha vida. Pelo que gostaria de expressar o meu agradecimento a todos aqueles que cruzaram o meu caminho, aos que partiram, aos que ficaram e aos que permanecerão, em especial:

Aos meus pais, por todo o esforço que fizeram para que eu pudesse concluir o ensino superior. Pelo carinho, amor e paciência com que me acompanharam neste percurso;

À minha irmã, pelo apoio incondicional, pessoal e académico, e por todas as risadas dadas, quando a vontade era escassa. Por fazer de mim aquilo que sou hoje;

Um agradecimento muito especial ao Nuno, por ter feito parte dos momentos mais importantes deste percurso. Pela companhia permanente, pelo apoio incondicional e pelas palavras que me deu e dá. Por toda a ajuda e por ter despendido tempo para me auxiliar na realização deste trabalho. E mais importante, por ser a minha pessoa;

À Sílvia, ao Fábio, ao José, ao Francisco, à Regina e ao Zé pelo apoio. À avó Cândida pela “surpresa” no bolso todas as semanas. À Isa e ao Nuno por me receberem tão bem;

Um agradecimento especial a todos os que conheci neste percurso e que contribuíram para muitos momentos memoráveis, em especial aos da Ravezada e à Alexandra;

À Professora Castorina Vieira, minha orientadora, pela disponibilidade e prontidão durante o processo de escrita. Por partilhar comigo muitos dos seus conhecimentos que foram muito úteis na realização desta dissertação, e que serão na minha vida profissional;

Ao Doutor Ricardo Carneiro, por se mostrar sempre disponível e incansável durante este semestre. Por toda a ajuda na componente prática envolvida neste tema. Pelo bom profissional que é e pela sua boa disposição, muito obrigada.

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC).



RESUMO

A indústria da construção civil é um dos principais produtores de resíduos na União Europeia, sendo também responsável por um grande consumo de matérias-primas não renováveis e pela elevada emissão de dióxido de carbono para a atmosfera. O impacto ambiental provocado pela atividade construtiva é preocupante, levando à necessidade de, entre outras medidas, desenvolver ações adequadas de gestão dos resíduos de construção e demolição, para se alcançar uma construção mais sustentável. Nos últimos anos, têm vindo a ser encontradas várias aplicações para estes resíduos, tais como a sua utilização no fabrico de ligantes, argamassas e betão, em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários, bem como a sua aplicação como material de enchimento de aterros estruturais.

Este trabalho incide no estudo da viabilidade da substituição de um solo natural por um agregado reciclado de granulometria fina proveniente de resíduos de construção e demolição em sistemas de coberturas de aterros de resíduos, estudando a sua interação com os geossintéticos habitualmente usados nestes sistemas.

O trabalho laboratorial realizado está focado essencialmente no estudo da resistência ao corte das interfaces entre alguns dos materiais presentes num sistema de cobertura de aterros de resíduos, através de ensaios de corte em plano inclinado. Foi analisado o efeito de diferentes tensões de confinamento, do grau de compactação e do teor em água do agregado reciclado. Estudou-se o comportamento da interface entre uma geomembrana e um geocompósito drenante, entre o geocompósito drenante e o agregado reciclado e a resistência ao corte do próprio agregado reciclado em movimento de corte em plano inclinado.

Nesta dissertação apresenta-se, ainda, uma visão geral sobre os resíduos de construção e demolição e a importância da sua gestão sustentável para a diminuição da pegada ecológica associada às atividades construtivas, e inclui-se alguma informação sobre os diferentes tipos, funções e aplicações dos geossintéticos.

PALAVRAS-CHAVE: resíduos de construção e demolição, geossintéticos, ensaio de corte em plano inclinado, sistemas de cobertura de aterros de resíduos, sustentabilidade

ABSTRACT

The construction industry is one of the main producers of waste in the European Union, also responsible for significant consumption of non-renewable materials and high emissions of carbon dioxide into the atmosphere. The environmental impact caused by construction activities is a concern, leading to the need for mitigation actions to manage the construction and demolition waste to achieve more sustainable construction. In the recent years, various applications have been found for these waste materials, such as their use in the manufacturing of binders, mortars, and concrete, in road pavement bases and sub-bases, as well as their application as filling material for structural embankments.

This paper focuses on the feasibility of replacing natural soil with fine-grained recycled aggregates from construction and demolition waste in landfill cover systems, studying their interaction with the geosynthetics commonly used in these systems.

The laboratory tests carried out primarily focuses on the shear strength of interfaces between some of the materials present in a landfill cover system through inclined plane shear tests. The effect of different confinement stresses, degree of compaction, and water content of the recycled aggregate was analyzed. The behavior of the interface between a geomembrane and a draining geocomposite, between the draining geocomposite and the recycled aggregate and the shear strength of the recycled aggregate itself under inclined plane shear motion were studied.

This dissertation also presents an overview of construction and demolition waste and the importance of its sustainable management in reducing the ecological footprint associated with construction activities, and some information is included about the different types, functions, and applications of geosynthetics.

KEYWORDS: construction and demolition waste, geosynthetics, inclined plane shear tests, waste landfill cover systems, sustainability

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE GERAL	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XV
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	XVII
1. INTRODUÇÃO	1
2. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. LEGISLAÇÃO EM VIGOR	4
2.3. COMPOSIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS RCD	5
2.4. OPERAÇÕES DE GESTÃO DE RESÍDUOS	7
2.4.1. HIERARQUIA DE GESTÃO DE RESÍDUOS	7
2.4.2. PROCESSAMENTO DOS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	7
2.4.2.1. Separação na origem	7
2.4.2.2. Transporte	8
2.4.2.3. Operações de tratamento e gestão de RCD	8
2.5. ESPECIFICAÇÕES LNEC	9
2.6. UTILIZAÇÃO DE RCD EM COBERTURAS DE ATERRO DE RESÍDUOS	9
3. GEOSSINTÉTICOS	11
3.1. INTRODUÇÃO	11
3.2. TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS	11
3.3. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS	14
3.4. MATERIAIS CONSTITUINTES	15
3.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS	17
3.5.1. PROPRIEDADES FÍSICAS	17
3.5.2. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS	18
3.5.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS	18
3.5.4. PROPRIEDADES RELATIVAS À DURABILIDADE	19

3.6. GEOSSINTÉTICOS EM SISTEMAS DE COBERTURA DE ATERROS DE RESÍDUOS	19
3.7. CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO	21
3.7.1. INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	21
3.7.1.1. Mecanismos de interação solo-geossintético	21
3.7.1.2. Caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético	22
3.7.1.3. Caracterização da resistência ao corte em plano inclinado	24
3.7.1.4. Parâmetros que influenciam a resistência ao corte	27
3.7.2. INTERAÇÃO GEOSSINTÉTICO-GEOSSINTÉTICO	30
3.7.2.1. Influência da estrutura dos geossintéticos	30
3.7.2.2. Resistência ao corte de interfaces geotêxtil-geomembrana	32
4. DESCRIÇÃO EXPERIMENTAL	37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. PLANO DE TRABALHO	37
4.3. MATERIAIS	39
4.3.1. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	39
4.3.2. GEOSSINTÉTICOS	41
4.3.2.1. Geocompósito drenante	41
4.3.2.2. Geomembrana	44
4.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO	47
4.4.1. GENERALIDADES	47
4.4.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO	48
4.4.3. PROCEDIMENTOS ADOTADOS	51
4.4.3.1. Procedimento 1	51
4.4.3.2. Procedimento 2	52
5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO	55
5.1. INTRODUÇÃO	55
5.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DO RCD EM PLANO INCLINADO	55
5.2.1. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%	55
5.2.2. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%	57
5.2.3. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%	58
5.2.4. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%	60
5.2.5. RESUMO COMPARATIVO	62

5.3. INTERFACE GCD-RCD	63
5.3.1. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%	63
5.3.2. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%	64
5.3.3. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 80%	66
5.3.4. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%	67
5.3.5. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%	68
5.3.6. RESUMO COMPARATIVO	70
5.4. INTERFACE GMB-GCD	70
5.4.1. ENSAIOS COM BLOCO DE MADEIRA NA CAIXA SUPERIOR	70
5.4.2. ENSAIOS COM RCD NA CAIXA SUPERIOR	72
5.5. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENSAIO	73
5.5.1. TENSÃO VERTICAL	73
5.5.2. GRAU DE COMPACTAÇÃO DO RCD	75
5.5.3. TEOR EM ÁGUA DO RCD	78
6. CONCLUSÕES	81
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - RCD ilegalmente depositado na natureza [6].....	4
Figura 2 - Evolução da taxa de reciclagem de RCD no período 2014 - 2020 de acordo com a APA [15].....	5
Figura 3 - Hierarquia de gestão dos resíduos [17].	7
Figura 4 - Processamento do RCD para reciclagem num operador licenciado [24].....	8
Figura 5 - Representação esquemática de uma cobertura de aterro de resíduos [26].	10
Figura 6 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura [29].....	12
Figura 7 - Exemplos de geomembranas: a) geomembrana lisa [31]; b) geomembrana texturada [32].	12
Figura 8 - Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido (monofilamento) [33]; b) geotêxtil não-tecido com ligação térmica [29]; c) geotêxtil tricotado [29].....	13
Figura 9 - Exemplo de uma georrede [34].	13
Figura 10 - Exemplo de uma geogrelha extrudida uniaxial [33].	13
Figura 11 - Exemplos de geocompósitos: a) geocompósito de drenagem [33]; b) geocompósito de reforço [33]; c) geocompósito bentonítico [35].....	14
Figura 12 - Principais funções dos geossintéticos, EN ISO 10318-2 [36]: a) drenagem; b) filtragem; c) proteção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; g) barreira de fluidos.	14
Figura 13 - Exemplo de uma cobertura de aterro de resíduos [26].	19
Figura 14 - Geossintéticos em coberturas de aterros de resíduos: a) geomembrana; b) geocompósito drenante [40].....	20
Figura 15 - Exemplo de mecanismos de interação solo-geossintético e testes usados para simular o comportamento da interface (adaptado de [45]).....	22
Figura 16 - Esquema do sistema de forças e tensões aplicadas no ensaio de corte em plano inclinado.....	25
Figura 17 - Equação da curva de $f(\beta)$ em função do ângulo.	26
Figura 18 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para diferentes interfaces entre geossintéticos (adaptado de [54]) [53]. Nota. GN - georrede; GM - geomembrana; GG - geogrelha; GTN - geotêxtil não-tecido agulhado; GTW - geotêxtil tecido.....	31
Figura 19 - Força de tração mobilizada na geomembrana com o aumento da inclinação (adaptado de [54]) [53].....	31
Figura 20 - Transferência de tensões de corte para ensaios com duas camadas de geossintéticos e sobrecarga de 5,75 kPa (adaptado de [54]) [53]: a) GTN3 - GM1; b) GTW1 - GM1; c) GN1-GM1; d) GG1 - GM1.	32
Figura 21 - Resultados de ensaios de corte em plano inclinado em interfaces geomembrana-geotêxtil (adaptado de [55]) [53].	34
Figura 22 - Influência da presença de água no ângulo de atrito de interfaces geomembrana-geotêxtil (adaptado de [57]) [53].	36

Figura 23 - Representação esquemática dos diferentes ensaios: a) resistência ao corte do RCD em plano inclinado; b) interface GCD-RCD; c) interface GMB-GCD (bloco de madeira); d) interface GMB-GCD (RCD).....	38
Figura 24 - RCD usado no estudo.	39
Figura 25 - Curva granulométrica do RCD [4].	40
Figura 26 - Resultados do ensaio de compactação do RCD [4].....	41
Figura 27 - Geocompósito drenante utilizado no estudo.	41
Figura 28 - Curva força-extensão do geocompósito drenante: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular à de fabrico.	43
Figura 29 - Geomembrana utilizada no estudo.	44
Figura 30 - Ensaios de punção estático: curvas força-deslocamento.	45
Figura 31 - Curvas tensão-deformação da geomembrana: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular à de fabrico.	46
Figura 32 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LMC da FEUP.	48
Figura 33 - Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado.....	48
Figura 34 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) transdutor de deslocamento; b) inclinómetro; c) placa rígida e célula de carga.	49
Figura 35 - Pendural colocado sobre a placa rígida.....	50
Figura 36 - Colocação dos pesos: a) na barra inferior do pendural; b) sobre uma alavanca que descarrega no pendural; c) alavanca a descarregar no pendural.	50
Figura 37 - Sensores: a) interruptor de disparo (quando o deslocamento da caixa superior é de 50 mm); b) dispositivos de segurança.	51
Figura 38 - RCD na caixa inferior: a) nivelamento; b) compactação; c) aspeto final.....	52
Figura 39 - RCD na caixa superior: a) nivelamento; b) aspeto final.....	52
Figura 40 - Aspeto final da instalação do GCD sobre a base rígida.....	53
Figura 41 - Aspeto final da instalação da GMB sobre a base rígida.	53
Figura 42 - Instalação do GCD na caixa superior: a) colocação da caixa superior sobre a GMB; b) aspeto final.	54
Figura 43 - Bloco de madeira no interior da caixa superior.	54
Figura 44 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	56
Figura 45 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	57
Figura 46 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	57
Figura 47 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	58

Figura 48 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	59
Figura 49 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	60
Figura 50 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 70%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.	61
Figura 51 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	62
Figura 52 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 55%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	63
Figura 53 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 55%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	64
Figura 54 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 70%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	65
Figura 55 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 70%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	66
Figura 56 - Evolução do deslocamento e da inclinação com o tempo decorrido para a interface GCD-RCD (GC = 80%, seco) para $\sigma_v = 5$ kPa - Ensaio 1.	66
Figura 57 - Evolução do deslocamento e da inclinação com o tempo decorrido para a interface GCD-RCD (GC = 80%, seco) para $\sigma_v = 5$ kPa - Ensaio 2.	67
Figura 58 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 55%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	67
Figura 59 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	68
Figura 60 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.	69
Figura 61 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.....	70
Figura 62 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GMB-GCD (bloco de madeira) a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.	71
Figura 63 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GMB-GCD (RCD seco e GC = 70%) a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.....	72
Figura 64 - Afundamento do RCD (GC = 55%, $W_{ót}$): resistência ao corte do RCD.....	77

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Percentagem de resíduos por setor na UE em 2016 [2].	3
Tabela 2 - Classificação de resíduos provenientes dos RCD [9].	6
Tabela 3 - Exemplo da classificação de resíduos provenientes dos RCD de acordo com a LER (Capítulo 17, subcapítulo 01) [16].	6
Tabela 4 - Especificações técnicas do LNEC relativas aos RCD.	9
Tabela 5 - Comparação de algumas propriedades dos principais polímeros utilizados no fabrico de geossintéticos [38].	17
Tabela 6 - Funções dos principais aditivos químicos usados no fabrico de geossintéticos [29].	17
Tabela 7 - Valores típicos da densidade relativa de alguns polímeros [38].	18
Tabela 8 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado (adaptado de [52]).	27
Tabela 9 - Resultados dos ensaios de corte direto (para uma área de contacto entre as interfaces de 60 x 60 mm ²) (adaptado de [52]).	28
Tabela 10 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado (para uma área de contacto entre as interfaces de 60 x 60 mm ²) (adaptado de [52]).	28
Tabela 11 - Valores médios do ângulo de atrito na interface solo-geossintético (adaptado de [30]).	29
Tabela 12 - Valores médios dos ângulos de atrito nas interfaces-solo geossintético (adaptado de [33]).	29
Tabela 13 - Características dos geossintéticos utilizados (adaptado de [54]).	30
Tabela 14 - Valores médios do ângulo de atrito na interface geotêxtil-geomembrana, de acordo com a textura da geomembrana (adaptado de [55]).	33
Tabela 15 - Valores médios do ângulo de atrito na interface geotêxtil-geomembrana, de acordo com o polímero constituinte da geomembrana (adaptado de [55]).	34
Tabela 16 - Influência do tipo de polímero da geomembrana no ângulo de atrito da interface geotêxtil-geomembrana (adaptado de [56]).	35
Tabela 17 - Programa de ensaios efetuados.	38
Tabela 18 - Constituintes do RCD [4].	40
Tabela 19 - Massa por unidade de área e espessura do geocompósito drenante.	42
Tabela 20 - Valores da força máxima, resistência à tração e extensão na força máxima obtidos no ensaio de tração.	43
Tabela 21 - Massa por unidade de área e espessura da geomembrana.	44
Tabela 22 - Resultados dos ensaios de punção estático.	45
Tabela 23 - Resultados, na cedência e na rotura, dos ensaios de tração da geomembrana na direção de fabrico.	47
Tabela 24 - Resultados, na cedência e na rotura, dos ensaios de tração da geomembrana na direção perpendicular à de fabrico.	47

Tabela 25 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco) segundo a abordagem convencional.....	56
Tabela 26 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco) segundo a abordagem convencional.....	58
Tabela 27 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.....	60
Tabela 28 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.....	61
Tabela 29 - Valores do ângulo de atrito do RCD.....	62
Tabela 30 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 55%, seco) segundo a abordagem convencional.....	64
Tabela 31 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 70%, seco) segundo a abordagem convencional.....	65
Tabela 32 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.....	68
Tabela 33 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.....	69
Tabela 34 - Valores do ângulo de atrito da interface GCD-RCD.....	70
Tabela 35 - Determinação do ângulo de atrito da interface GMB-GCD (bloco de madeira) segundo a abordagem convencional.....	72
Tabela 36 - Determinação do ângulo de atrito da interface GMB-GCD (RCD seco e GC = 70%) segundo a abordagem convencional.....	73
Tabela 37 - Influência da tensão vertical no ângulo de atrito das interfaces.....	74
Tabela 38 - Ângulos de atrito obtidos na interface solo-geossintético [30].	75
Tabela 39 - Ângulos de atrito nas interfaces com uma geomembrana lisa para $\sigma_v = 10$ kPa [53].	75
Tabela 40 - Influência do grau de compactação do RCD no ângulo de atrito das interfaces.....	76
Tabela 41 - Valores médios do ângulo de atrito de acordo com o grau de compactação [33].....	78
Tabela 42 - Influência do teor em água do RCD no ângulo de atrito das interfaces.	78
Tabela 43 - Ângulo de atrito da interface solo-geossintético de acordo com o teor em água [68].	79
Tabela 44 - Valores do ângulo de atrito na interface solo-geossintético de acordo com o teor em água [50].	80

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A - área de contacto [m^2]

a - adesão [kPa]

c - coesão [kPa]

CV - coeficiente de variação [%]

DP - desvio padrão

F - força [N]

$F_{\text{Máx}}$ - força máxima [N]

F_v - força vertical que atua na interface [N]

F_P - força de punçoamento [N]

$f(\beta)$ - força necessária para impedir o movimento da caixa superior quando a base está inclinada β [N]

GC - grau de compactação [%]

h_P - deslocamento na força máxima de punçoamento [mm]

MUA - massa por unidade de área [g/m^2]

T - resistência à tração [kN/m]

R^2 - coeficiente de determinação

W - teor em água [%]

$W_{\text{ót}}$ - teor em água ótimo [%]

β - ângulo de deslizamento da caixa superior [°]

ϵ_T - extensão na força máxima [%]

ϵ_v - deformação na cedência [%]

ϵ_B - deformação na rotura [%]

σ_n - tensão normal [kPa]

σ_v - tensão vertical [kPa]

σ_Y - tensão na cedência [MPa]

σ_B - tensão na rotura [MPa]

ϕ - ângulo de atrito [°]

ϕ_{gg} - ângulo de atrito geossintético-geossintético [°]

ϕ_{sg} - ângulo de atrito solo-geossintético [°]

τ - tensão de corte [kPa]

δ - ângulo de atrito da interface determinado pela envolvente de rotura [°]

γ_d - peso volúmico seco [kN/m^3]

APA - Agência Portuguesa do Ambiente

e-GAR - Guia eletrónica de Acompanhamento de Resíduos

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GCD - Geocompósito drenante

GMB - Geomembrana

LER - Lista Europeia de Resíduos

LMC - Laboratório de Materiais de Construção

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

PA - Poliamida

PE - Polietileno

PEAD - Polietileno de alta densidade

PET - Polietileno tereftalato

PP - Polipropileno

RCD - Resíduo de construção e demolição

SILiAmb - Sistema Integrado de Licenciamento do Ambiente

UE - União Europeia

1

INTRODUÇÃO

A gestão de resíduos de construção e demolição (RCD) tem-se tornado uma preocupação crescente no setor da construção civil. Com o aumento da atividade construtiva, surge a necessidade de adotar práticas sustentáveis que minimizem o impacto ambiental e promovam a redução, reutilização e reciclagem destes resíduos.

Os RCD têm sido considerados como uma alternativa para substituir agregados naturais, por exemplo em bases e sub-bases de pavimentos ou em sistemas de cobertura de aterros de resíduos. A utilização de RCD em coberturas de aterro de resíduos oferece uma série de benefícios, como a redução da procura de solos, minimizando a necessidade de extração de novos materiais, e a diminuição das emissões de dióxido de carbono. É importante realçar que, a utilização destes resíduos requer uma gestão adequada, sendo necessário garantir a qualidade dos materiais utilizados, realizando a separação e o tratamento apropriados para eliminar contaminantes e garantir a estabilidade dos sistemas de cobertura.

Nos sistemas de cobertura de aterros de resíduos, os geossintéticos desempenham um papel crucial. Os geossintéticos são materiais de fácil aplicação e podem desempenhar diversas funções, desde a drenagem ao reforço. Se usados em sistemas de cobertura de aterros de resíduos, compreender o comportamento da interface entre o RCD e os geossintéticos, é fundamental para a correta análise de estabilidade destes sistemas.

A utilização de RCD em sistemas de cobertura de aterros de resíduos, podem ser uma alternativa sustentável e eficiente para lidar com a sua gestão, contribuindo para a preservação dos recursos naturais e para a minimização dos impactos ambientais provocados pela eliminação adequada destes resíduos.

A presente dissertação pretende contribuir para a compreensão das características da interface RCD/geossintéticos em movimento de corte em plano inclinado. Deste modo, será analisada o comportamento da resistência ao corte do RCD, da interface entre o RCD e um geocompósito drenante e, por fim, da interface entre dois geossintéticos (um geocompósito drenante e uma geomembrana). O objetivo principal é analisar a influência da tensão de confinamento, do grau de compactação e do teor em água do RCD no comportamento das interfaces.

Esta dissertação divide-se em seis capítulos, sendo o capítulo atual uma abordagem introdutória ao tema e onde se apresentam os objetivos principais.

No segundo capítulo introduzem-se os RCD, bem como a legislação em vigor. Analisa-se as operações de gestão de resíduos e discute-se a viabilidade da utilização de um agregado reciclado em sistemas de cobertura de aterros de resíduos.

O terceiro capítulo é dedicado aos geossintéticos. Apresentam-se os diferentes tipos de geossintéticos, bem como as suas funções e materiais constituintes. Aborda-se os geossintéticos em sistemas de

cobertura de aterros de resíduos e analisa-se a interação solo-geossintético, solo-solo e geossintético-geossintético através de aspetos teóricos relativos à resistência ao corte do solo e das interfaces.

No capítulo quatro descreve-se o programa experimental. São apresentados os materiais utilizados, nomeadamente, o RCD e os dois geossintéticos (um geocompósito drenante e uma geomembrana). Descreve-se o equipamento e os procedimentos adotados para o ensaio de corte em plano inclinado, bem como as abordagens de cálculo utilizadas para a determinação do ângulo de atrito para a resistência ao corte do RCD e para as interfaces.

Os resultados experimentais, e respetiva discussão, são apresentados no capítulo cinco. Primeiramente, apresentam-se os resultados obtidos através do ensaio de corte em plano inclinado, a partir do qual se caracterizou a resistência ao corte das interfaces e do RCD. Avalia-se a influência da tensão vertical aplicada, do grau de compactação e do teor em água do RCD na mobilização da resistência ao corte. Por último, compara-se os resultados obtidos com trabalhos existentes.

Finalmente, no sexto capítulo são apresentadas as principais conclusões do trabalho e perspectivam-se alguns desenvolvimentos futuros sobre o tema em estudo.

2

RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

2.1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a elevada produção de resíduos é uma das maiores preocupações na indústria da construção devido aos impactos diretos provocados no meio ambiente. O setor construtivo detém uma grande responsabilidade no desenvolvimento económico e social. No entanto, é dos setores que tem maior impacto negativo a nível ambiental, consumindo cerca de 35% dos recursos naturais, 40% da energia, 12% da água potável e produzindo cerca de 40% das emissões de dióxido de carbono mundialmente [1]. O setor da construção é o terceiro maior emissor de dióxido de carbono do setor industrial na União Europeia (UE) [1]. Na Tabela 1 apresenta-se a percentagem de resíduos produzidos na UE segundo o Eurostat em 2016 [2].

Tabela 1 - Percentagem de resíduos por setor na UE em 2016 [2].

Agricultura, floresta e pesca	0,8%
Agregados familiares	8,5%
Produção	10,3%
Indústrias extrativas	25,3%
Construção	36,4%
Outros	18,7%

Estima-se que existe uma produção anual global de 100 milhões de toneladas de RCD, sendo que cerca de 30% é gerada por países mais populosos, como a Índia, a China e os Estados Unidos da América [3, 4]. A rápida urbanização e o crescimento da população levaram a um aumento da atividade construtiva que, consequentemente, aumentou o uso de recursos não renováveis e a produção de resíduos, fazendo com que os impactos gerados pelo setor da construção no meio ambiente sejam alarmantes [5]. As preocupações com o meio ambiente no setor da construção têm vindo a aumentar, surgindo a necessidade de procurar estratégias que minimizem o impacto ambiental provocado por esta atividade. Os resíduos, quando tratados da forma adequada, levam à redução do uso intensivo de recursos naturais e à diminuição das emissões de dióxido de carbono. No entanto, é crucial aumentar o controlo no setor da construção relativamente aos RCD, uma vez que, muitos destes resíduos ainda são depositados ilegalmente em aterros sem qualquer tipo de tratamento. Os RCD quando tratados da forma adequada levam à redução do uso intensivo de recursos naturais e à diminuição das emissões de dióxido de carbono [4]. A Figura 1 ilustra um exemplo de RCD depositado na natureza.



Figura 1 - RCD ilegalmente depositado na natureza [6].

2.2. LEGISLAÇÃO EM VIGOR

O grande volume de resíduos produzidos pela indústria da construção tornou indispensável a criação de protocolos que promovessem a gestão sustentável dos RCD a fim de preservar e melhorar a qualidade do ambiente, proteger a saúde humana, garantir o uso racional dos recursos não renováveis e promover os princípios da economia circular na UE [7].

A Diretiva 2008/98/CE [8] estabelece princípios e objetivos para a implementação de medidas para reduzir a geração de resíduos e promover a reutilização e reciclagem nos estados-membros da UE. Com esta diretiva aparece a primeira meta relacionada com os RCD: “até 2020, a preparação para a reutilização, reciclagem e valorização de outros materiais, incluindo operações de enchimento utilizando resíduos como substituto de outros materiais, de resíduos de construção e demolição não perigosos, com exclusão de materiais naturais definidos na categoria 17 05 04 da lista de resíduos, sofrem um aumento mínimo de 70 % em peso” [8].

Em 2011 surge a Decisão 2011/753/UE [9] que estabelece regras de cálculo para a verificação do cumprimento das metas relacionadas com os resíduos, sendo esta alterada pela Decisão 2019/1004/UE [10], que contém regras adicionais para o cálculo e comunicação de dados sobre os resíduos de acordo com a Diretiva-Quadro Resíduos. Atualmente, a Diretiva 2018/851/UE [11], que altera a Diretiva 2008/98/CE [8], estabelece as regras para o cálculo da valorização dos resíduos reciclados, reutilizados ou valorizados por outras formas [7, 12].

Apesar da legislação existente, os resíduos ainda são depositados ilegalmente em aterros sem registo ou tratamento, podendo conter resíduos perigosos ou não recicláveis, contribuindo para a poluição ambiental. Presentemente, o Parlamento Europeu e o Conselho da UE estão a trabalhar numa revisão da Diretiva-Quadro Resíduos para o ano 2023 [12].

Em Portugal, a 25 de novembro de 1985 foi criado o primeiro regime jurídico de gestão de resíduos, o Decreto-Lei nº488/85 [13]. Em 2008, surgiu a primeira legislação específica à gestão e tratamento de RCD em Portugal, o Decreto-Lei nº46/2008 [3]. Desde então, a legislação relativa aos RCD tem sofrido várias alterações. Em Portugal, a legislação atualmente em vigor no que se refere à gestão de resíduos é o Decreto-Lei nº102-D/2020 [14], que altera o Decreto-Lei nº46/2008 [3] e transpõe a Diretiva 2008/98/CE [8], tendo como objetivo regular especificações técnicas relativas à gestão e transporte dos RCD e à sua deposição em aterro.

Em 2020, novas metas surgem para Portugal relativamente aos RCD: reduzir em 5% e 10% a quantidade de resíduos não urbanos por unidade de produto interno bruto, em particular no setor de construção civil e obras públicas, face aos valores de 2018, até 2025 e 2030, respetivamente. O Decreto-Lei nº102-D/2020 [14] impõe a obrigatoriedade da utilização de, pelo menos, 10% de materiais reciclados ou que incorporem materiais reciclados relativamente à quantidade total de matérias-primas usadas em obra.

A Agência Portuguesa do Ambiente (APA), enquanto Autoridade Nacional de Resíduos, é a entidade responsável pela implementação das políticas do ambiente, promovendo princípios de economia circular e de eficiência no uso de recursos. Dados apurados pela APA demonstram que entre o ano de 2014 e 2020, Portugal cumpriu a meta europeia estabelecida na Diretiva 2008/98/CE [8] relacionada com o fluxo de RCD (Figura 2) [15].

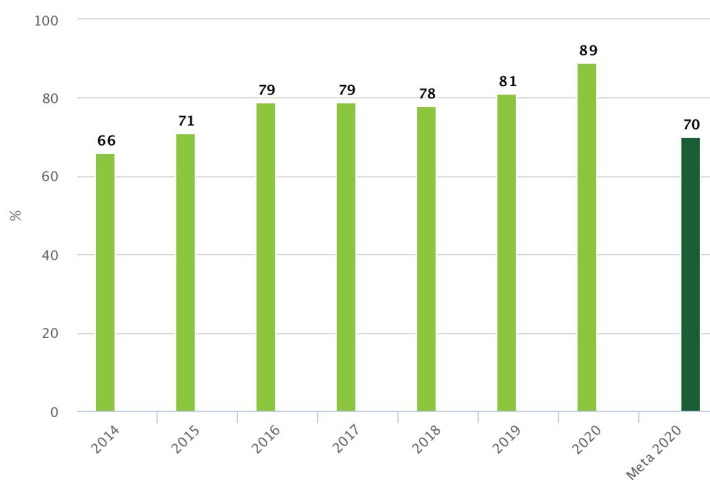


Figura 2 - Evolução da taxa de reciclagem de RCD no período 2014 - 2020 de acordo com a APA [15].

2.3. COMPOSIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS RCD

Segundo o artigo 3º do Decreto-Lei nº102-D/2020 [14], um RCD é um resíduo proveniente de atividades de construção, reconstrução, ampliação, alteração, conservação e demolição e da derrocada de edificações. Apresenta uma composição heterogênea com frações de diferentes dimensões. Os RCD podem ser constituídos por qualquer material utilizado na construção de uma edificação ou infraestrutura, ou de embalagens e materiais utilizados durante a conceção da obra. Os RCD podem ser classificados de acordo com o tipo de obra, o tipo de materiais constituintes ou o seu destino final. Na Tabela 2 são apresentados exemplos de classificação para os resíduos provenientes dos RCD [9]. A fração dos RCD relativa aos resíduos inertes é a mais importante, representando mais de 50% do volume total de resíduos produzidos [5]. O betão, os materiais cerâmicos (telhas, tijolos, etc.) e as argamassas são os principais materiais dos resíduos inertes.

Tabela 2 - Classificação de resíduos provenientes dos RCD [9].

Tipo de obra	Resíduos de Construção	Resíduos provenientes de obras novas de construção de edifícios e infraestruturas
	Resíduos de Demolição	Resíduos provenientes de obras de demolição de edifícios e infraestruturas
	Resíduos de Reparação	Resíduos resultantes de obras de remodelação e reparação de edifícios e infraestruturas
Tipo de material constituinte	Resíduos inertes	Terras, argamassas, tijolos, telhas, alvenaria, etc.
	Resíduos não inertes	Embalagens diversas, plásticos, madeiras, metais, vidros, etc.
	Resíduos perigosos	Óleos usados, latas de tintas e solventes, etc.
Destino final dos resíduos	Resíduos reutilizáveis	Resíduos que podem ser reutilizados diretamente no local da obra ou noutras.
	Resíduos recicláveis	Resíduos que podem ser reciclados.
	Resíduos não recicláveis	Resíduos que não podem ser reciclados, devido às características ou por se encontrarem contaminados.

A Lista Europeia de Resíduos (LER), publicada pela Decisão 2014/955/UE [16], foi criada para facilitar o processo de classificação dos diferentes tipos de resíduos na UE, sendo estes classificados com um código de 6 dígitos. Na Tabela 3 apresenta-se um exemplo da classificação para os resíduos provenientes dos RCD. Note-se que para efeitos legais os RCD têm de ser classificados de acordo com a LER.

Tabela 3 - Exemplo da classificação de resíduos provenientes dos RCD de acordo com a LER (Capítulo 17, subcapítulo 01) [16].

Código	Descrição
17	Resíduos de construção e demolição (incluindo solos escavados de locais contaminados)
1701	Betão, tijolos, ladrilhos, telhas e materiais cerâmicos:
170101	Betão.
170102	Tijolos.
170103	Ladrilhos, telhas e materiais cerâmicos.
170106	Misturas ou frações separadas de betão, tijolos, ladrilhas, telhas e materiais cerâmicos contendo substâncias perigosas.
170107	Misturas de betão, tijolos, ladrilhos, telhas e materiais cerâmicos não abrangidos em 170106.

2.4. OPERAÇÕES DE GESTÃO DE RESÍDUOS

2.4.1. HIERARQUIA DE GESTÃO DE RESÍDUOS

A gestão eficaz dos RCD é essencial para minimizar o impacto ambiental e promover a conservação dos recursos naturais. Esta gestão compreende diversas estratégias que visam reduzir a produção de resíduos, maximizar a recuperação de materiais e garantir a sua correta eliminação, encorajando a reciclagem e reutilização.

A Diretiva-Quadro Resíduos publicada pela Comissão Europeia (Diretiva 2008/98/EC) estabelece os conceitos mais básicos referentes à gestão de resíduos com vista no aumento do seu tempo de via útil. Esta diretiva divide a hierarquia de resíduos da UE em cinco fases, seguindo uma ordem de prioridades como apresentado na Figura 3. Segundo esta diretiva, a prevenção e redução da produção de resíduos é sempre a primeira prioridade, sendo o transporte de resíduos para aterro a última opção.



Figura 3 - Hierarquia de gestão dos resíduos [17].

2.4.2. PROCESSAMENTO DOS RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

2.4.2.1. Separação na origem

O primeiro passo no processamento de RCD deve ser feito na origem através da sua correta separação. No caso dos resíduos de demolição é fundamental proceder a uma demolição seletiva ou desconstrução. Este processo consiste no desmantelamento sistémico de um edifício ou infraestrutura com o objetivo de separar materiais perigosos de materiais não perigosos e separar convenientemente todos os materiais que possam ser reutilizados ou reciclados, tais como o betão, tijolos, madeira, metais, etc. [18].

Segundo o Protocolo de Gestão de RCD da UE de 2016 [19] a separação na origem (ou triagem em obra) implica diferentes processos:

- Separação de resíduos perigosos;
- Desconstrução (desmantelamento);
- Separação de materiais de fixação;
- Demolição estrutural e mecânica.

Estes processos irão potencializar a qualidade dos resíduos recuperados para reutilização, reciclagem ou outras formas de valorização [20].

Após a demolição na origem das edificações, é necessário garantir um plano com a informação acerca dos materiais recolhidos e o seu destino, podendo ser a reutilização, triagem, reciclagem, deposição em aterros, etc. Segundo o Decreto-Lei nº102-D/2020 [14], a responsabilidade de garantir as medidas necessárias para a realização da recolha seletiva dos resíduos é do produtor do resíduo e os mecanismos de controlo do plano de demolição seletiva devem ser previstos nos regulamentos municipais.

2.4.2.2. Transporte

Após a separação na origem, os RCD são transportados para instalações de tratamento. O transporte de RCD é regulado pela Portaria nº145/2017 [21], alterada pela Portaria nº28/2019 [22], que estabelece as regras aplicáveis ao transporte de resíduos em território nacional.

O transporte de RCD deve ser sempre feito acompanhado por uma guia eletrónica de acompanhamento de resíduos (e-GAR), a qual vem substituir as guias em papel criadas pela Portaria nº145/2017 [21]. A e-GAR está incorporada na plataforma Sistema Integrado de Licenciamento do Ambiente (SILiAmb) [23] criada pela APA em 2012. Esta é aplicável a qualquer tipo de transporte, como rodoviário, ferroviário, marítimo, fluvial e facilita a comunicação entre o produtor e o destinatário. A emissão da e-GAR deve ser feita pelo produtor [15] e deve incluir: a origem e destino dos resíduos, incluindo a operação a efetuar, a identificação dos transportadores, a identificação da data para o transporte dos resíduos e a identificação, quantidade e classificação discriminada dos resíduos [21].

2.4.2.3. Operações de tratamento e gestão de RCD

Os RCD podem ser direcionados para diversas opções, dependendo do tipo de material e do processo de tratamento realizado. A gestão dos resíduos varia para cada caso, tendo em consideração os requisitos regulamentares e os fatores ambientais, técnicos, económicos, entre outros [19]. Primeiramente, deve-se promover a preparação para a reutilização, já que esse procedimento requer pouco ou nenhum processamento. Exemplo disso temos as portas, janelas ou louças sanitárias que podem ser reutilizadas noutras construções [19]. Caso essa opção não seja viável, deve promover-se a reciclagem ou outras formas de valorização.

A reciclagem pode ser realizada no local ou em operadores próprios para o efeito (Figura 4). Materiais como betão, madeira e tijolos podem ser triturados e transformados em agregados reciclados para uso em novas construções [19].



Figura 4 - Processamento do RCD para reciclagem num operador licenciado [24].

Os materiais que não possam ser reciclados devem ser encaminhados para outros tipos de valorização, como a valorização de materiais ou a valorização energética. A valorização de materiais consiste na reutilização de RCD não perigosos em operações de enchimento, como em obras públicas ou de terraplanagem. Antes da utilização em obra dos RCD, deve ser aplicada uma metodologia de triagem dos RCD ou, nos casos em que tal não seja possível, encaminhá-los para operadores de tratamento licenciados para o efeito, visando prevenir impactos ambientais adversos, como a contaminação de águas subterrâneas [14]. A valorização energética consiste na utilização de materiais como plásticos, produtos de madeira contaminados ou materiais para isolamento térmico como combustível para geração de energia [19].

Nem todos os RCD podem ser valorizados. Nesses casos, os materiais devem ser eliminados conforme as regulamentações ambientais e direcionados para aterros licenciados. No entanto, é importante referir que a deposição em aterros de resíduos deve ser a última opção, priorizando sempre a redução, reutilização e reciclagem.

2.5. ESPECIFICAÇÕES LNEC

A utilização de agregados reciclados provenientes de RCD requer que estes cumpram com as normas técnicas em vigor. Em Portugal, é possível a utilização em obra de RCD se estes cumprirem com as especificações técnicas elaboradas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). As especificações técnicas atualmente em vigor apresentam-se na Tabela 4.

Tabela 4 - Especificações técnicas do LNEC relativas aos RCD.

LNEC E 471 2009	Guia para a utilização de agregados reciclados grossos em betões de ligantes hidráulicos.
LNEC E 472 2009	Guia para a reciclagem de misturas betuminosas a quente em central.
LNEC E 473 2009	Guia para a utilização de agregados reciclados em camadas não ligadas de pavimentos.
LNEC E 474 2009	Guia para a utilização de resíduos de construção e demolição em aterro e camada de leito de infraestruturas de transporte.
LNEC E 483 2016	Guia para a utilização de agregados reciclados provenientes de misturas betuminosas recuperadas para camadas não ligadas de pavimentos rodoviários.
LNEC E 484 2016	Guia para a utilização de materiais provenientes de resíduos de construção e demolição em caminhos rurais florestais.
LNEC E 485 2016	Guia para a utilização de materiais provenientes de resíduos de construção e demolição em preenchimento de valas.

2.6. UTILIZAÇÃO DE RCD EM COBERTURAS DE ATERRO DE RESÍDUOS

Em consequência da grande produção de resíduos e da necessidade de diminuir o consumo excessivo de recursos naturais, o setor da construção tem procurado medidas para viabilizar a utilização de RCD em obras. Uma das possibilidades a ser avaliada é o uso de RCD como material alternativo ao solo

natural usado habitualmente nos sistemas de cobertura de aterro de resíduos. Uma cobertura de aterro de resíduos, também conhecida por cobertura final do aterro, é a parte superior da infraestrutura projetada para isolar e proteger os resíduos que lá são depositados (Figura 5) [25].

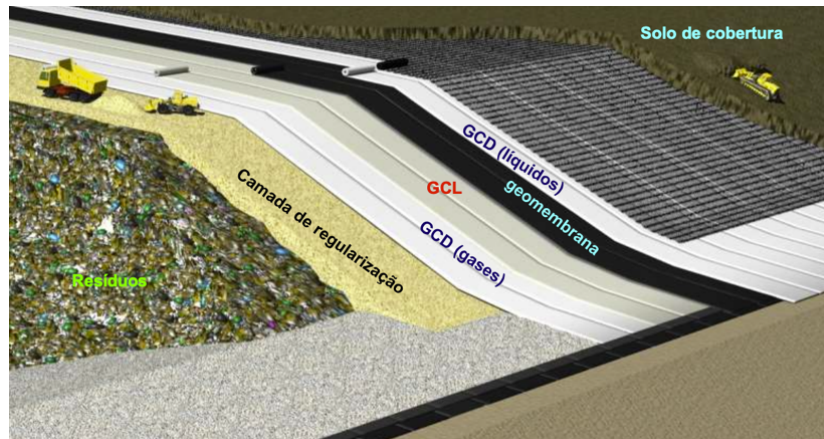


Figura 5 - Representação esquemática de uma cobertura de aterro de resíduos [26].

O sistema de cobertura desempenha um papel crucial na minimização dos impactos ambientais associados aos resíduos e é geralmente composto por várias camadas, podendo incluir materiais como solo e geossintéticos ou vegetação. As coberturas de aterros de resíduos têm como principais funções: evitar a emissão de contaminantes para a atmosfera, controlar a infiltração de água nos resíduos, evitar o arrastamento pelo vento de poeiras e detritos plásticos leves, fornecer condições para o crescimento de vegetação e integração do aterro de resíduos na paisagem [25, 26].

A camada superficial de um sistema de cobertura de aterros de resíduos fica em contacto com o ar e é constituída por solo. As principais funções da camada superficial são proteger as camadas inferiores da ação direta da chuva, radiação solar e vento e auxiliar na prevenção da erosão [25].

Nos últimos anos, tem-se estudado camadas de cobertura alternativas que levem em consideração os impactos ambientais provocados pelo setor da construção. Esta dissertação foca-se na viabilidade do uso de um agregado reciclado fino de RCD em substituição do solo natural.

Barros [27] estudou a possibilidade do uso de um agregado reciclado fino proveniente de RCD em sistemas de cobertura de aterro de resíduos. Realizou ensaios de caracterização física e química, comportamento geomecânico, resistência ao corte e condutividade hidráulica. A partir dos ensaios realizados, o autor constatou que o material apresentava um comportamento semelhante a um solo granular arenoso e que se desagregava facilmente sem se dispersar. Por fim, o autor chegou à conclusão de que o agregado fino apresentava grande potencial para ser aplicado em coberturas de aterros de resíduos.

A utilização de RCD, em substituição do solo em sistemas de cobertura de aterros de resíduos oferece várias vantagens. Entre elas, destaca-se a viabilidade económica, já que o uso de RCD pode ser mais vantajoso em termos de custos quando comparada com o uso do solo. Além disso, esta prática contribui para a redução da quantidade de RCD enviada para aterros de inertes ou locais de eliminação inadequados e para a diminuição da extração de matérias-primas naturais e, consequentemente, para a redução da degradação ambiental provocada pelo setor da construção civil [28].

3

GEOSSINTÉTICOS

3.1. INTRODUÇÃO

Os geossintéticos são materiais que revolucionaram o campo da engenharia civil e geotécnica devido às inúmeras vantagens que apresentam sobre os materiais de construção tradicionais. Estes materiais apresentam baixo impacto ambiental, são leves, duráveis e resistentes a várias condições ambientais, a sua aplicação é fácil e simples e apresentam baixos custos. Os geossintéticos são utilizados com o propósito de melhorar o desempenho de projetos de infraestruturas, desde estradas e ferrovias a aterros de resíduos e estruturas de controlo de erosão, fornecendo soluções para a estabilização, reforço ou drenagem do solo. A natureza versátil e a vasta gama de aplicações dos geossintéticos tornam-nos numa ferramenta valiosa no setor da construção civil.

Segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos (*International Geosynthetic Society* - IGS), um geossintético é um material polimérico plano, de origem natural ou sintética, usado em contacto com materiais naturais, como solo ou rocha, ou outro tipo de material geotécnico utilizado em aplicações de engenharia civil [29].

Na sequência do aparecimento dos polímeros sintéticos na década de 40 do século XX, surge a produção dos geossintéticos. Inicialmente, os geossintéticos utilizados eram essencialmente geotêxteis tecidos. Na década de 60 surgem os geotêxteis não-tecidos termoligados e nas décadas seguintes surgiram os geotêxteis não-tecidos agulhados que contribuíram para o aumento da utilização dos geossintéticos em trabalhos geotécnicos. O sucesso na aplicação de geotêxteis conduziu a um grande desenvolvimento na produção de geossintéticos, aparecendo na década de 80 diferentes tipos de geossintéticos com estruturas diversas, como as geogrelhas, as geomembranas e as georredes [29, 30].

Nos seguintes subcapítulos descreve-se os diferentes tipos, funções, matérias-primas e propriedades dos geossintéticos, bem como a sua utilização em sistemas de coberturas de aterro de resíduos. Nos últimos subcapítulos abordam-se os mecanismos de interação solo-geossintético, geossintético-geossintético e alguns aspetos teóricos da resistência ao corte do solo em ensaios de corte em plano inclinado, ensaio este que é abordado no capítulo 4.

3.2. TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos podem ser classificados de acordo com o tipo de estrutura. Estes podem ser divididos em geomembranas, geotêxteis e produtos relacionados, como é o caso das georredes, geogrelhas e geocompósitos (Figura 6).

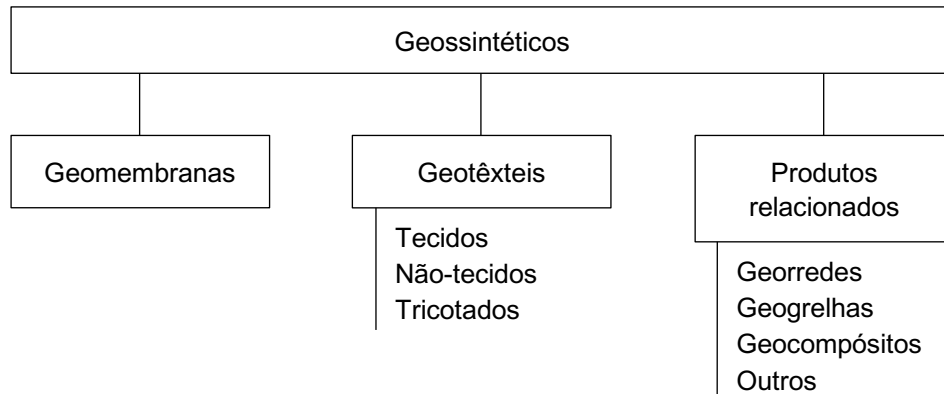


Figura 6 - Classificação dos geossintéticos de acordo com a sua estrutura [29].

De seguida apresenta-se uma breve descrição dos diferentes tipos de geossintéticos segundo Pinho-Lopes e Lopes [29].

Geomembranas: também designadas por barreiras geossintéticas poliméricas, são materiais planos e relativamente impermeáveis. É possível distinguir dois tipos de geomembranas: lisas ou texturadas. Como o nome indica, uma geomembrana lisa não apresenta rugosidade e uma texturada sim, aumentando o seu atrito na interface com diferentes materiais. A função de uma geomembrana é a contenção de líquidos e gases (Figura 7).

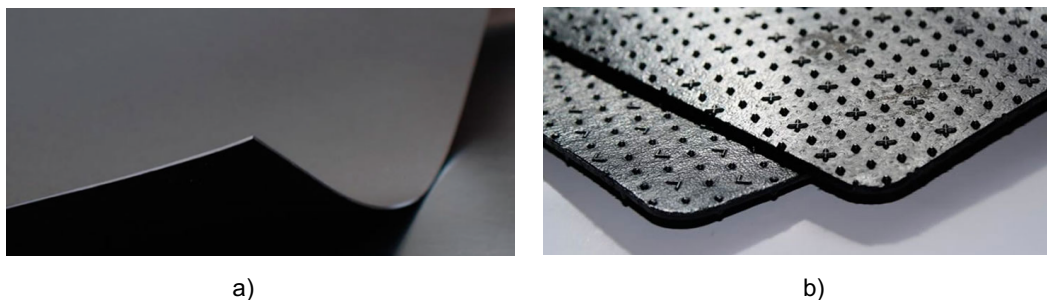


Figura 7 - Exemplos de geomembranas: a) geomembrana lisa [31]; b) geomembrana texturada [32].

Geotêxteis: são materiais poliméricos, planos e permeáveis e normalmente surgem em forma de mantas flexíveis. Os processos de fabrico podem dar origem a geotêxteis tecidos (aspeto de fios perpendiculares entrelaçados), não-tecidos (geralmente constituídos por monofilamentos contínuos) ou tricotados (quando manufacturados por entrelaçagem de fios de forma a constituírem uma estrutura plana) (Figura 8). Os geotêxteis podem ter diferentes funções como: proteção, reforço, drenagem, separação ou filtração.

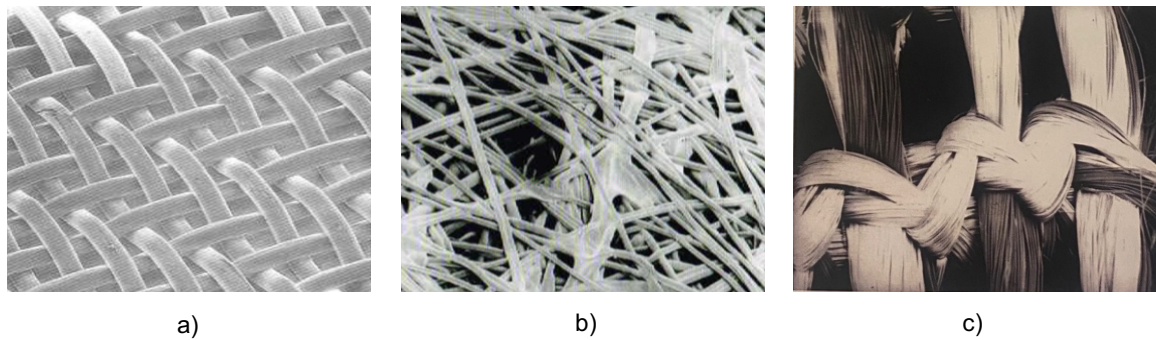


Figura 8 - Exemplos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido (monofilamento) [33];
b) geotêxtil não-tecido com ligação térmica [29]; c) geotêxtil tricotado [29].

Georredes: apresentam uma estrutura aberta e são constituídas por materiais poliméricos planos com uma malha regular. A principal função de uma georrede é a drenagem de líquidos e gases (Figura 9).



Figura 9 - Exemplo de uma georrede [34].

Geogrelhas: apresentam uma estrutura semelhante à das georredes com uma malha aberta e regular. As aberturas, em geral, são maiores do que os elementos sólidos que constituem as geogrelhas. Estas normalmente desempenham a função de reforço (Figura 10).

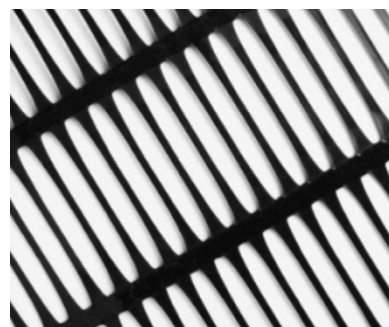


Figura 10 - Exemplo de uma geogrelha extrudida uniaxial [33].

Geocompósitos: consistem na associação de diferentes materiais, sendo pelo menos um deles um geossintético. Os mais comuns são os geocompósitos de drenagem, de reforço e bentoníticos (Figura 11).

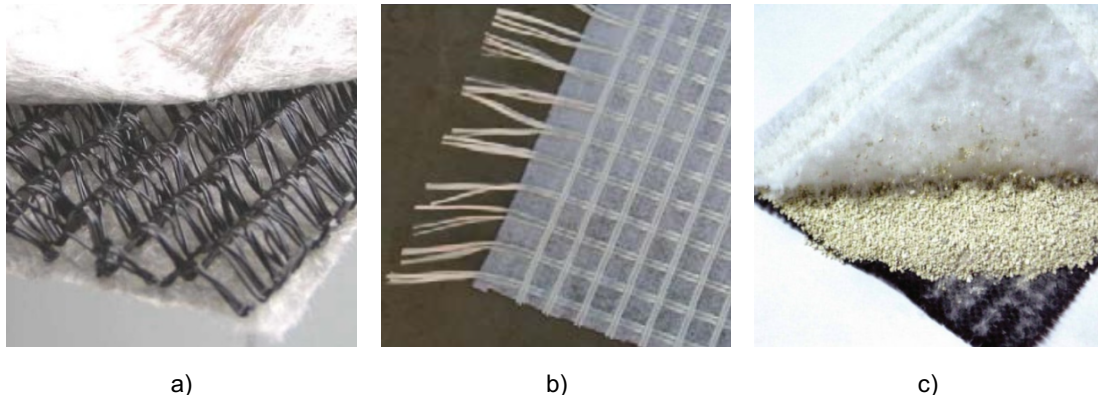


Figura 11 - Exemplos de geocompósitos: a) geocompósito de drenagem [33];
b) geocompósito de reforço [33]; c) geocompósito bentonítico [35].

Os geocompósitos de drenagem são, em geral, associações de geotêxteis e georredes ou associações de geotêxteis com núcleos poliméricos. O processo de fabrico destes geocompósitos consiste em manufaturar os diferentes componentes e unir esses materiais [29].

Os geocompósitos de reforço podem ser de diferentes tipos. Alguns exemplos incluem a combinação de fibras de aramida com geotêxteis não-tecidos ou a introdução de fibras de alta resistência tecidas sobre um geotêxtil não-tecido [29].

Os geocompósitos bentoníticos são constituídos por associações de uma camada de bentonite com geossintéticos (normalmente geotêxteis ou geomembranas). A ligação entre os materiais pode ser realizada utilizando cola, por costura ou agulhagem [29].

3.3. FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos podem desempenhar uma ou mais funções em simultâneo. Na Figura 12 representam-se as sete funções principais dos geossintéticos segundo a norma EN ISO 10318-2 [36].

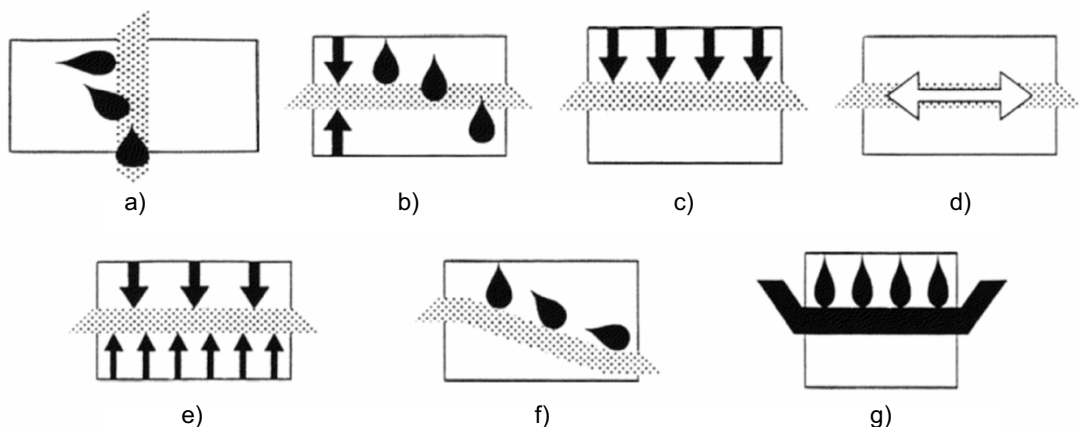


Figura 12 - Principais funções dos geossintéticos, EN ISO 10318-2 [36]: a) drenagem; b) filtragem;
c) proteção; d) reforço; e) separação; f) controlo de erosão superficial; g) barreira de fluidos.

Em seguida, apresenta-se uma breve descrição das diferentes funções que os geossintéticos podem desempenhar.

Drenagem: segundo a norma EN ISO 10318-1 [37], na função de drenagem o geossintético recolhe e transporta águas pluviais e/ou outros fluidos no seu plano. A malha dos geossintéticos deverá apresentar aberturas com dimensões que impeçam a passagem das partículas sólidas sem bloqueio ou colmatção [29].

Filtragem: a função de filtragem consiste na restrição do solo ou outras partículas sujeitas a forças hidrodinâmicas, enquanto permite a passagem de fluidos para dentro ou através do geossintético (EN ISO 10318-1 [37]). O material deve apresentar a flexibilidade necessária para se ajustar adequadamente à superfície envolvente e dimensões das aberturas apropriadas que impeçam a migração das partículas para os vazios que seriam criados entre o solo e o geossintético [29].

Proteção: a função de proteção consiste em evitar ou limitar a danificação local de um determinado elemento ou material através do uso de um geossintético (EN ISO 10318-1 [37]). Deste modo, o geossintético é colocado entre dois materiais com o propósito de absorver e distribuir as tensões e deformações transmitidas ao material a ser protegido [29].

Reforço: a função de reforço consiste na utilização do comportamento de carga-extensão de um geossintético para melhorar as propriedades mecânicas do solo ou de outros materiais de construção (EN ISO 10318-1 [37]). A função de reforço pode ser executada em duas situações distintas: quando os geossintéticos exercem ação mecânica de membrana, ou seja, quando colocados entre duas camadas sujeitas a pressões diferentes e a sua tensão equilibra essa diferença, conduzindo a um reforço global; e quando são colocados no interior de maciços para suportar tensões de tração, aumentando a resistência da estrutura a esforços deste tipo [29].

Separação: de acordo com a norma EN ISO 10318-1 [37], a função de separação consiste em evitar a mistura entre dois materiais adjacentes e/ou materiais de aterro, pelo uso de um geossintético. A função de separação permite que o funcionamento e a integridade dos dois materiais se mantenham intactos ou sejam melhoradas [33].

Controlo de erosão superficial: esta função consiste no uso de geossintéticos para prevenir ou limitar os movimentos do solo ou de outras partículas na superfície de, por exemplo, um talude (EN ISO 10318-1 [37]). Os geossintéticos são colocados sobre os maciços, protegendo-os da ação de agentes atmosféricos, tráfego, etc. [33].

Barreira de fluidos: segundo a norma EN ISO 10318-1 [37], a função de barreira consiste na utilização de um geossintético impermeável de forma a evitar a migração de fluidos. Para que tal aconteça, a continuidade do material tem de ser assegurada e este deve sobreviver às diferentes ações a que estará submetido, como é o caso de ataques químicos pelos fluidos [29].

3.4. MATERIAIS CONSTITUINTES

As matérias-primas utilizadas para o fabrico de geossintéticos dividem-se em dois grupos: naturais e sintéticas. As matérias-primas naturais (algodão, linho, lã, seda, entre outros) são pouco usadas por serem biodegradáveis e por não originarem geossintéticos com propriedades adequadas a um grande número de aplicações. As matérias-primas sintéticas dividem-se em orgânicas (polímeros sintéticos e polímeros naturais transformados - viscose e acetato) ou inorgânicas (por exemplo, fibra de vidro). A maioria dos geossintéticos é produzida a partir de termoplásticos. Os termoplásticos são materiais orgânicos sintéticos obtidos a partir de petróleo que podem amolecer por aquecimento e endurecer por

arrefecimento [29, 33]. A sua composição química inclui normalmente um polímero base e os aditivos químicos.

Os polímeros são moléculas formadas pela repetição de monómeros iguais ou quimicamente similares, formando longas cadeias moleculares - macromoléculas. A configuração estrutural e a cristalinidade de um polímero têm grande influência nas propriedades dos materiais poliméricos. O aumento do peso molecular de um polímero gera um acréscimo da resistência à tração, da rigidez e da resistência ao calor dos geossintéticos, um decréscimo da fluência e dificulta a manipulação dos materiais [29].

De acordo com a cristalinidade, os materiais poliméricos podem ser divididos em amorfos ou semi-cristalinos. Os polímeros amorfos apresentam uma distribuição molecular mais desordenada comparativamente com os semi-cristalinos, os quais têm maior densidade. Os polímeros usados no fabrico de geossintéticos apresentam uma cristalinidade entre os 30% e 75%. Com o aumento da cristalinidade, aumenta a resistência à tração e ao calor, a rigidez e a resistência química do polímero, enquanto a permeabilidade, a deformação e a flexibilidade diminuem. É de referir que nenhum polímero apresenta uma estrutura completamente cristalina [29]. De seguida, apresenta-se uma breve descrição dos tipos de polímeros mais utilizados no fabrico de geossintéticos.

Poliétileno (PE): é um termoplástico orgânico e semi-cristalino. O PE pode ser de baixa densidade (mais flexível), de média densidade ou de alta densidade, este último mais rígido e com maior resistência química [29]. O polietileno obtém-se de um gás, o etileno, que polimeriza quando sujeito a temperaturas e pressões elevadas [33].

Polipropileno (PP): é um dos termoplásticos semi-cristalinos mais leves, apresentando uma boa resistência a ácidos e solventes. Contudo, é menos resistente à oxidação do que o polietileno. Normalmente são adicionados aditivos químicos a este polímero (por exemplo, antioxidantes) com o propósito de aumentar a sua durabilidade [29]. O polipropileno obtém-se a partir da polimerização do propileno [33].

Poliétileno tereftalato (PET): termoplástico semi-cristalino com alto ponto de fusão comparativamente com o PE e o PP. Este polímero possui boas propriedades mecânicas e boa resistência química à maioria dos ácidos e solventes. Como nos polímeros anteriores, também se adiciona ao PET aditivos químicos para aumentar a sua durabilidade [29]. Obtém-se pela polimerização de dimetilo com o etileno glicol [33].

Poliâmida (PA): termoplástico semi-cristalino, também conhecido por nylon. As poliamidas apresentam boa resistência a temperaturas elevadas, baixa permeabilidade e boa resistência química. Possuem tendência para absorver água, o que causa alterações na sua estrutura [29].

Na Tabela 5 apresenta-se uma breve comparação de algumas propriedades dos principais polímeros utilizados no fabrico de geossintéticos segundo Shukla [38].

Tabela 5 - Comparação de algumas propriedades dos principais polímeros utilizados no fabrico de geossintéticos [38].

Propriedades			Polímeros			
			PP	PE	PET	PA
Resistência à tração			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Módulo de rigidez			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Extensão na rotura			Elevado	Elevado	Médio	Médio
Fluência			Elevado	Elevado	Baixo	Médio
Peso Volúmico			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Custo			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Resistência a	Radiação UV	Estabilizado	Elevado	Elevado	Elevado	Médio
		Não estabilizado	Médio	Baixo	Elevado	Médio
	Soluções alcalinas		Elevado	Elevado	Baixo	Elevado
	Microbiológica		Médio	Elevado	Médio	Médio
	Combustíveis		Baixo	Baixo	Médio	Médio
	Detergentes		Elevado	Elevado	Elevado	Elevado

Os aditivos químicos são utilizados com o propósito de melhorar as propriedades e o desempenho dos polímeros. Na Tabela 6 apresenta-se uma descrição das funções dos aditivos químicos mais utilizados no fabrico de geossintéticos.

Tabela 6 - Funções dos principais aditivos químicos usados no fabrico de geossintéticos [29].

Aditivos	Função
Antioxidantes	Proteger os polímeros da degradação por oxidação.
Biocidas	Proteger os polímeros da ação de bactérias, fungos, algas ou bolores.
Estabilizantes UV	Retardar ou suprimir as reações químicas provocadas pela radiação UV.
Estabilizantes térmicos	Reduzir ou evitar a degradação térmica de materiais expostos a grandes temperaturas.
Plastificantes	Tornar os polímeros mais maleáveis e flexíveis.
Pigmentos	Conferir cor ao material polimérico.

3.5. PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

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

3.5.1. PROPRIEDADES FÍSICAS

As propriedades físicas dos geossintéticos incluem a densidade relativa dos polímeros, a massa por unidade de área e a espessura. No caso das geogrelhas e georredes, há que acrescentar algumas

propriedades que podem ser medidas diretamente, como a dimensão e forma das aberturas, o tipo de estrutura e o tipo de junções [29].

A densidade relativa é a razão entre o peso volumico dos elementos do geossintético e o peso volumico da água a 4 °C. Esta propriedade é importante quando se pretende que os geossintéticos fiquem submersos [29]. Na Tabela 7 indicam-se os valores típicos da densidade relativa dos polímeros mais utilizados no fabrico de geossintéticos.

Tabela 7 - Valores típicos da densidade relativa de alguns polímeros [38].

Polímero	Densidade relativa
PET	1,22 - 1,38
PA	1,05 - 1,14
PE	0,90 - 0,96
PP	0,91

3.5.2. PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

As propriedades hidráulicas são influenciadas pelo processo de fabrico dos materiais e não pelo tipo de polímero. Entre estas, temos a permeabilidade à água normal ao plano do geossintético (permissividade) e a permeabilidade à água no plano (transmissividade).

A permissividade influencia a função de filtragem dos geossintéticos, em que a água atravessa o material perpendicular ao seu plano. Esta propriedade depende da estrutura, dimensão e distribuição das aberturas. Consiste no fluxo de água através do geossintético e pode ocorrer em condições estacionárias ou não estacionárias [29].

A transmissividade caracteriza os geossintéticos que apresentam função de drenagem e depende da dimensão e distribuição das aberturas e da espessura do material. Esta propriedade é determinada para diferentes valores de pressão de confinamento e para diferentes gradientes hidráulicos, é calculada como o quociente entre o volume de água que atravessa o geossintético e o produto entre a largura do provete e o tempo decorrido para a recolha do volume em causa [29]. O caudal conduzido no plano do geossintético, sob uma dada carga hidráulica, é proporcional à transmissividade hidráulica do mesmo [33].

3.5.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS

As propriedades mecânicas são das mais importantes para caracterizar os geossintéticos. Entre estas, destaca-se o comportamento à tração e a resistência ao punçoamento.

O comportamento à tração depende de vários fatores, tais como: a estrutura, o polímero constituinte, o processo de fabrico e o tipo de ligação dos componentes dos geossintéticos. Este comportamento é caracterizado através da curva que relaciona a força por unidade de largura (kN/m) com a extensão. A partir da curva, é possível determinar a resistência à tração, correspondente à força máxima por unidade de largura, a extensão na força máxima e o módulo de rigidez [29]. Em geral, de entre os geotêxteis, os geotêxteis tecidos apresentam valores mais baixos para a extensão, com resistência e rigidez mais elevadas [33].

A resistência ao punçoamento depende da vulnerabilidade que um geossintético apresenta a compressões diferenciais ou choques provocados pela queda de materiais. A situação mais frequente ocorre quando o geossintético desempenha a função de separação e pode estar sujeito a solicitações induzidas pelas partículas de agregados a separar. Neste caso, é possível ocorrer uma descontinuidade no material, resultante de um destes três mecanismos: por perfuração (golpe), por punçoamento (efeito de compressão) ou por rebentamento [29, 33].

3.5.4. PROPRIEDADES RELATIVAS À DURABILIDADE

As propriedades relativas à durabilidade traduzem-se como a capacidade que o material tem em manter as propriedades ao longo de toda a sua vida útil. Estas distinguem-se entre dois tipos: devido à resistência durante o tempo de vida útil (*endurance*) ou devido à degradação. No primeiro tipo, inclui-se a danificação dos geossintéticos durante a instalação em obra, a fluência, a relaxação de tensões, a abrasão e a fluência em compressão. Relativamente à degradação, são de referir as resistências à radiação ultravioleta, à oxidação, à hidrólise, à ação da temperatura e aos agentes químicos e biológicos [39]. Não se vai dar grande destaque às propriedades relativas à durabilidade, pois não foram abordadas neste estudo.

3.6. GEOSSINTÉTICOS EM SISTEMAS DE COBERTURA DE ATERROS DE RESÍDUOS

Os sistemas de aterros de resíduos são obras de engenharia civil elaboradas para minimizar o efeito poluente dos resíduos no meio ambiente. Os geossintéticos desempenham um papel fundamental nestes sistemas devido à facilidade de aplicação e à diversidade de funções que podem desempenhar, nomeadamente, drenagem, filtragem, proteção, reforço, barreira de fluídos, entre outros. Na Figura 13 apresenta-se uma representação esquemática de um exemplo de uma cobertura de aterro de resíduos.

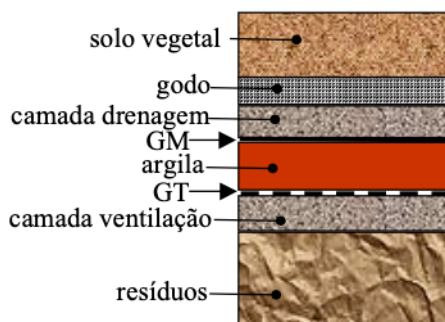


Figura 13 - Exemplo de uma cobertura de aterro de resíduos [26].

Os geossintéticos utilizados nas coberturas de aterros de resíduos devem cumprir algumas exigências de modo a garantir a sua eficácia e segurança, como por exemplo [40]:

- Resistência a longo prazo a espécies químicas;
- Resistência à erosão pela água e pelo vento;
- Resistência mecânica (resistência ao punçoamento, rasgamento e tração);
- Deformabilidade/flexibilidade;
- Resistência ao corte ao longo das diferentes interfaces.

Os procedimentos de colocação dos geossintéticos variam de acordo com o tipo de geossintético e com o tipo de aplicação. No entanto, de modo geral, é importante considerar alguns aspetos durante os procedimentos de colocação: a preparação do terreno, a colocação e sobreposição dos geossintéticos e, por último, a ligação dos elementos [30, 41].

A preparação do terreno ajuda a prevenir danos nos geossintéticos durante a sua instalação, tais como rasgos, compressões excessivas ou distensões em zonas localizadas. É importante remover quaisquer objetos que possam perfurar os geossintéticos e, se necessário, incorporar uma camada de solo arenoso para garantir uma distribuição uniforme das tensões entre o geossintético e o terreno.

A colocação e sobreposição dos geossintéticos depende do peso e do tamanho do rolo de geossintético. As faixas dos geossintéticos devem ser colocadas na direção em que são exercidos os maiores esforços, garantindo uma sobreposição longitudinal nessa direção, geralmente, uma sobreposição de 30 cm é suficiente. No entanto, se o geossintético estiver sujeito a tensões de tração, deve-se aumentar o comprimento da sobreposição ou as faixas dos geossintéticos devem ser conectadas. Se for necessária sobreposição transversal, é importante considerar a direção das forças hidrodinâmicas e o sentido de lançamento dos materiais de aterro para evitar que as faixas percam o contacto entre si. Recomenda-se a fixação dos bordos a fim de evitar levantamento dos geossintéticos.

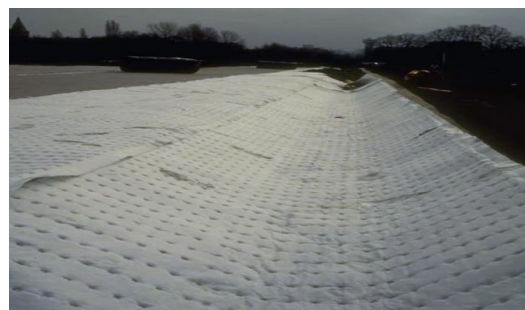
A ligação dos elementos depende do tipo de geossintético. Para os geotêxteis a ligação pode ser realizada por sobreposição direta, grampeamento, colagem ou costura, sendo esta última, a mais eficaz. No caso das geogrelhas a ligação pode ser efetuada por sobreposição direta, entrelaçando varões ou barras nas aberturas do material sobreposto ou unindo com um fio entrançado as barras sobrepostas. Por último, para as geomembranas o tipo de ligações mais frequentes são as de soldadura simples e dupla por termofusão e as de extrusão. A soldadura por termofusão consiste na união das geomembranas superior e inferior por aquecimento. A soldadura por extrusão consiste na deposição de material, a temperatura elevada, na borda do geomembrana superior. A ligação entre geomembranas deve ser uma operação bastante cuidada, dado que, a maior parte apresenta a função de barreira de fluidos.

Este subcapítulo foca-se na utilização de geomembranas e geocompósitos drenantes em sistemas de cobertura de aterros de resíduos, visto serem os geossintéticos utilizados no presente trabalho.

As geomembranas são materiais impermeáveis e são utilizadas em sistemas de cobertura de aterros de resíduos para evitar a infiltração de líquidos e gases e impedir que os resíduos entrem em contacto com o meio ambiente (Figura 14a). Nos sistemas de cobertura de aterros de resíduos recomenda-se a utilização de uma geomembrana de baixa densidade por apresentar maior flexibilidade, o que é importante considerando os assentamentos expectáveis na camada superior desses aterros [41].



a)



b)

Figura 14 - Geossintéticos em coberturas de aterros de resíduos:
a) geomembrana; b) geocompósito drenante [40].

Os geocompósitos drenantes são constituídos, usualmente, por uma georrede que atua como elemento drenante e uma ou duas faces de um geotêxtil não-tecido que atua como filtro (Figura 14b). Estes materiais têm como funções principais a drenagem de líquidos e gases, retenção de partículas de solo e proteção mecânica [42]. Os geotêxteis não-tecidos são muito utilizados em coberturas de aterros de resíduos devido às variadas funções que apresentam, como a separação de materiais com diferentes granulometrias, proteção de geomembranas, filtragem e drenagem de líquidos, controlo de erosão superficial, entre outros [43]. O núcleo de georrede é responsável pelo escoamento de fluidos. A combinação dos dois geossintéticos proporciona um aumento na resistência ao deslizamento entre interfaces, quando utilizado em taludes. O geocompósito drenante pode substituir camadas de drenos naturais de agregados, oferecendo vantagens como a facilidade na instalação, uma maior capacidade de armazenamento dos resíduos e a redução nos impactos ambientais. Por consequência, o uso do geocompósito torna-se numa alternativa mais económica e vantajosa em coberturas de aterro de resíduos [44].

3.7. CARACTERIZAÇÃO DE INTERFACES ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

3.7.1. INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

A interação solo-geossintético desempenha um papel crucial em diversas aplicações destes materiais, nomeadamente em obras em que os geossintéticos atuam como reforço, em sistemas de cobertura de aterros de resíduos ou de controlo de erosão superficial de taludes. A aplicação de geossintéticos em obras de engenharia civil baseia-se na resistência fricional entre estes e o solo ou qualquer outro tipo de material construtivo. Este tipo de interação depende de diversos fatores como a geometria do sistema solo-geossintético, as propriedades físicas e mecânicas do solo (grau de compactação, teor em água, dimensão dos grãos, entre outros) e as propriedades mecânicas e geométricas dos geossintéticos.

3.7.1.1. Mecanismos de interação solo-geossintético

Existem três mecanismos de interação que podem ser identificados nas interfaces solo-geossintético: o atrito lateral ao longo do geossintético, o atrito solo-solo e o impulso passivo nas barras transversais do geossintético. No caso de o material utilizado ser uma geomembrana, um geotêxtil ou um geocompósito, o único mecanismo mobilizado é o atrito lateral, devendo os restantes mecanismos ser considerados no caso das geogrelhas.

Os mecanismos de interação referidos dependem do tipo de movimento relativo que pode mobilizar a resistência ao corte das interfaces. Geralmente, os dois tipos de movimentos possíveis são: (1) o movimento de corte direto, que ocorre quando o geossintético permanece solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento da restante massa de solo em relação ao geossintético; (2) o movimento de arranque, quando o geossintético se move em relação ao solo envolvente. O movimento de corte direto é adequado para simular mecanismos de interação nas proximidades do pé de taludes. Por sua vez, o movimento de arranque é adequado para caracterizar a interação solo-geossintético na zona interior de aterros.

Para a análise de problemas de estabilidade em camadas superficiais de taludes com elevada inclinação e tensões reduzidas, os movimentos mencionados não são os mais indicados. Nesses casos, o movimento de corte em plano inclinado é o mais apropriado, reproduzindo com maior detalhe os mecanismos de interação existentes. Este movimento permite caracterizar a interação solo-geossintético quando os geossintéticos são aplicados em taludes como componentes, por exemplo, em sistemas de impermeabilização lateral ou de coberturas de aterros de resíduos, onde a rotura ocorre geralmente por

falta de resistência ao corte entre as interfaces. Para uma melhor compreensão deste mecanismo de interação, podem ser realizados ensaios laboratoriais de corte em plano inclinado. Na Figura 15 apresenta-se um exemplo dos diferentes mecanismos de interação e os testes usados para simular os movimentos relativos da interface solo-geossintético.

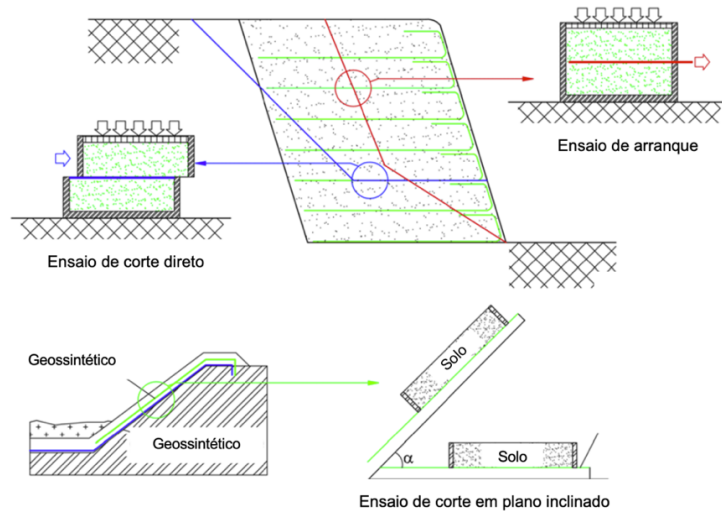


Figura 15 - Exemplo de mecanismos de interação solo-geossintético e testes usados para simular o comportamento da interface (adaptado de [45]).

3.7.1.2. Caracterização da resistência ao corte da interface solo-geossintético

A estabilidade da interface solo-geossintético depende da eficiência a que a transferência de tensões entre o solo e o geossintético ocorre e do comprimento de geossintético disponível para a mobilização das tensões de corte. A resistência ao corte da interface solo-geossintético depende do tipo de geossintético utilizado e do movimento relativo que ocorre.

A seguinte abordagem teórica dos fenômenos de interação entre o solo e o geossintético segue de perto o exposto por Lopes [46] e Pinho Lopes [47]. Considerando um solo granular (não coesivo), a resistência ao corte da interface solo-geossintético para os movimentos de corte direto e de arranque é definida pelas expressões (1) e (2), respectivamente.

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

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

em que,

T - resistência ao corte da interface;

W - largura do geossintético;

L - comprimento do geossintético;

σ'_n - tensão efetiva na interface;

f - coeficiente de interação ($0 < f < 1$);

ϕ' - ângulo de atrito do solo em termos de tensões efetivas (depende da densidade do solo, pode considerar-se o valor de pico ou o valor residual).

Para o cálculo do coeficiente de interação, Jewell [48] propôs a seguinte expressão para o coeficiente de interfaces envolvendo geotêxteis (supondo que o atrito lateral ao longo do geossintético é o único que é mobilizado):

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \phi'} \quad (3)$$

onde,

δ - ângulo de atrito da interface solo-geossintético;

f_{cd} - coeficiente de resistência da interface para o movimento de corte direto;

f_a - coeficiente resistência da interface para o movimento de arranque.

Quando as interfaces solo-geossintético envolvem uma geogrelha, é necessário considerar os restantes mecanismos de interação (atrito solo-solo e o impulso passivo nas barras transversais do geossintético) no cálculo da resistência ao corte entre as interfaces [48]. A resistência ao corte da interface solo-geogrelha é obtida através da expressão (4) para o movimento de corte direto.

$$T = T_{s/g} + T_{s/s} \quad (4)$$

A primeira parcela $T_{s/g}$ corresponde ao mecanismo de atrito lateral (5) e $T_{s/s}$ é referente ao mecanismo de atrito solo-solo (6).

$$T_{s/g} = a_s W L \sigma'_n \operatorname{tg} \delta \quad (5)$$

$$T_{s/s} = (1 - a_s) W L \sigma'_n \operatorname{tg} \phi' \quad (6)$$

em que,

a_s - fração sólida da área superficial da geogrelha.

Caso o movimento de arranque a resistência ao corte da interface solo-geogrelha é definido pela expressão (7).

$$T = 2 T_{s/g} + T_p \quad (7)$$

A parcela T_p corresponde à mobilização do impulso passivo nas barras transversais da geogrelha e é obtida através da expressão (8).

$$T_p = \left(\frac{L}{S}\right) a_b W B \sigma'_p \quad (8)$$

onde:

S - distância entre barras transversais da geogrelha;

B - espessura das barras transversais da geogrelha;

a_b - fração da largura da geogrelha disponível para a mobilização da resistência passiva;

σ'_p - tensão passiva mobilizada em termos de tensões efetivas.

Utilizando as expressões (2), (5), (7) e (8) obtêm-se a expressão teórica que define o coeficiente da resistência da interface segundo o movimento de arranque (9) [48].

$$f = f_a = a_s \left(\frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \text{tg } \phi'} \right) \quad (9)$$

Jewell [48] propôs a expressão (10) para que aspetos como a granulometria do solo e a geometria do geossintético sejam tidos em conta na determinação do coeficiente de resistência para o movimento de arranque.

$$f = f_a = a_s \left(\frac{\text{tg } \delta}{\text{tg } \phi'} \right) + F_1 F_2 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{a_b B}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \text{tg } \phi'} \right) \quad (10)$$

em que:

F_1 - efeito da escala devido à dimensão média das partículas do solo;

F_2 - fator de forma.

É importante referir que há vários fatores que influenciam a resistência na interação solo-geossintético, são de salientar: a tensão de confinamento, o tipo do solo, o índice de compacidade ou o grau de compactação do solo e o tipo de geossintético.

3.7.1.3. Caracterização da resistência ao corte em plano inclinado

O ensaio de corte em plano inclinado é utilizado para compreender os mecanismos de interação de interfaces, sob tensões normais reduzidas. Este ensaio é o mais adequado quando se pretende avaliar zonas inclinadas, onde a rotura se dá por falta de resistência ao corte nas interfaces entre os diferentes materiais que as constituem.

A norma europeia EN ISO 12957-2 [49] estabelece procedimentos e princípios para avaliar a resistência ao corte de interfaces em movimento de corte em plano inclinado. Resumidamente, o ensaio de corte em plano inclinado consiste no deslizamento da caixa superior quando a base do equipamento aumenta de inclinação a uma velocidade constante. A partir do ângulo de inclinação correspondente a um deslizamento de 50 mm da caixa superior, é possível determinar o ângulo de atrito de interfaces segundo

duas abordagens distintas: a abordagem convencional, de acordo com a norma EN ISO 12957-2 [49], e a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura. De seguida introduzem-se os conceitos teóricos destas duas abordagens.

Abordagem Convencional

A abordagem convencional baseia-se na norma EN ISO 12957-2 [49]. Segundo esta norma, o ângulo de deslizamento (β) é obtido quando a caixa superior se desloca 50 mm quando aplicada uma força normal que corresponda às tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa. Para a determinação do ângulo de atrito (ϕ - resistência ao corte do RCD; ϕ_{sg} - interface solo-geossintético; ϕ_{gg} - interface geossintético-geossintético), é necessário o cálculo dos valores da tensão normal (σ_n) e da tensão de corte (τ) no momento do deslizamento da caixa superior. Na Figura 16 apresenta-se um esquema do sistema de forças e tensões aplicadas durante o ensaio de corte em plano inclinado.

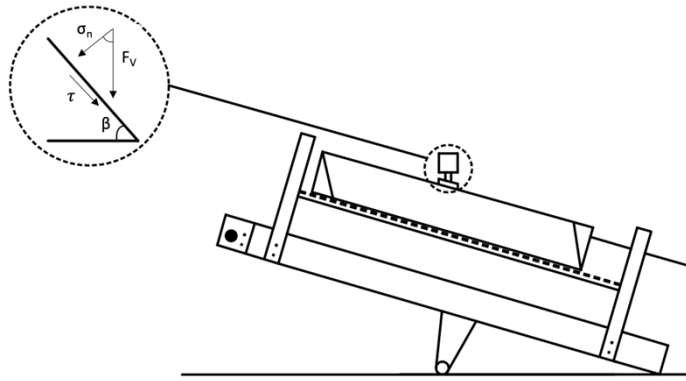


Figura 16 - Esquema do sistema de forças e tensões aplicadas no ensaio de corte em plano inclinado.

O cálculo da tensão normal (σ_n) e da tensão de corte (τ) no momento de deslizamento da caixa superior, ou seja, quando a inclinação da base do equipamento é igual a β , é obtido pelas expressões (11) e (12), respetivamente:

$$\sigma_n = \frac{F_v \cos \beta}{A} \quad (11)$$

$$\tau = \frac{F_v \sin \beta + f(\beta)}{A} \quad (12)$$

onde:

σ_n - tensão normal quando a inclinação da base é β ;

F_v - força vertical que atua na interface;

β - ângulo de deslizamento da caixa superior;

A - área de contacto;

τ - tensão de corte ao longo da superfície de deslizamento;

$f(\beta)$ - força necessária para impedir o movimento da caixa superior quando a base está inclinada β .

Os valores de $f(\beta)$ foram calculados numa investigação prévia por Costa-Lopes [30], a partir dos quais se determinou a equação da curva ilustrada na Figura 17.

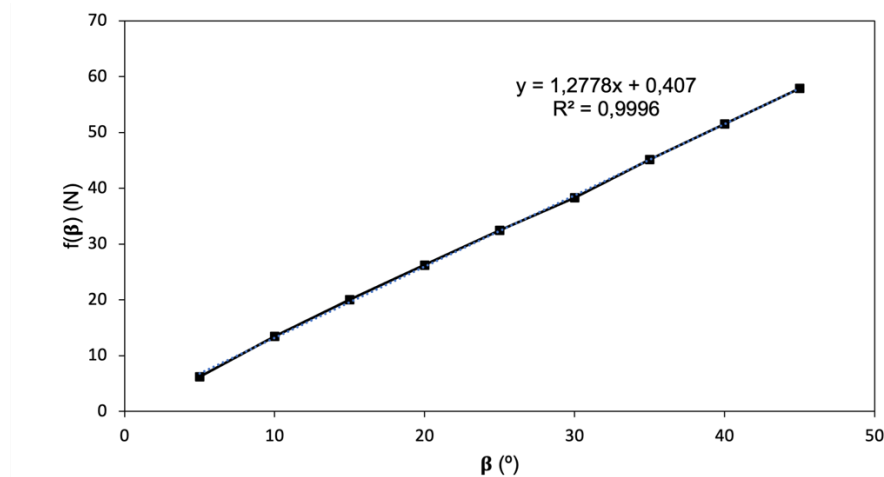


Figura 17 - Equação da curva de $f(\beta)$ em função do ângulo.

A EN ISO 12957-2 [49] indica que a caracterização do comportamento das interfaces é efetuada com o cálculo do ângulo de atrito (ϕ , ϕ_{sg} ou ϕ_{gg} , dependendo do caso) a partir da expressão (13).

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{\tau}{\sigma_n} \Rightarrow \phi = \arctg \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (13)$$

Abordagem Baseada na Definição da Envolvente de Rotura

A resistência ao corte da maioria dos solos é fundamentada no critério de rotura de Mohr-Coulomb, onde a parcela correspondente à adesão ou coesão do solo é considerada. Lopes *et al* [50] analisaram resultados obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado a partir da abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

O critério de Mohr-Coulomb assenta no princípio de que um material entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é alcançada uma dada relação entre a tensão normal (σ_n) e a tensão de corte (τ) correspondentes ao momento de deslizamento da caixa (β), definindo um limite entre a região de estabilidade e de instabilidade [51]. Essa relação pode ser expressa pela expressão (14), que considera a resistência ao corte correspondente à coesão (c) para o cálculo da resistência ao corte do solo e pela expressão (15), que considera a adesão (a) para interfaces que envolvam geossintético e solo.

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \delta + c \quad (14)$$

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \delta + a \quad (15)$$

em que δ é ângulo de resistência ao corte, ou ângulo de atrito, calculado a partir da abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

A determinação dos parâmetros da resistência ao corte das interfaces é realizada a partir do cálculo da tensão normal (σ_n) e da tensão de corte (τ) como nas expressões (11) e (12). Com base nos valores da tensão normal e da tensão de corte dos ensaios define-se a envolvente de rotura das interfaces, traçando num gráfico σ_n vs. τ os valores calculados. A partir da equação da curva tensão normal/ tensão de corte obtém-se os parâmetros da resistência ao corte das interfaces, nomeadamente, o ângulo de atrito, coeficiente de determinação (R^2) e a adesão, na interface solo-geossintético, ou a coesão, na resistência ao corte do solo.

Para areia e solos granulares no estado seco, em geral, a envolvente de rotura apresenta adesão/coesão é praticamente nula. Uma envolvente de rotura com adesão/coesão não nula é típica dos solos residuais de granito e das argilas sobreconsolidadas [51].

3.7.1.4. Parâmetros que influenciam a resistência ao corte

Izgin e Wasti [52] avaliaram a resistência ao corte de interfaces solo-geossintético segundo ensaios de corte em plano inclinado e de corte direto. Os autores utilizaram duas areias, uma com partículas arredondadas (solo 1) e outro com partículas angulosas (solo 2). Para os geossintéticos foram utilizadas geomembranas de diferentes marcas, duas lisas (GML-A e GM-B), e duas rugosas (GMR-A e GM-C). É de referir que a geomembrana rugosa da marca A é mais rugosa que a da marca C. Na Tabela 8 são apresentados os valores do ângulo de atrito das interfaces solo-geossintéticos (segundo o ensaio de corte em plano inclinado) obtidos por Izgin e Wasti [52].

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado (adaptado de [52]).

Área de contacto entre as interfaces (mm ²)	Ângulo de atrito (°)							
	Solo 1				Solo 2			
	GML-A	GM-B	GMR-A	GM-C	GML-A	GM-B	GMR-A	GM-C
60 x 60	16,5	18,5	28,0	24,0	23,5	24,0	30,0	27,5
200 x 200	18,5	-	-	26,0	26,5	-	-	30,5
300 x 300	19,0	-	-	26,0	25,0	-	-	31,5

Izgin e Wasti [52] concluíram que o aumento da área de contacto entre as interfaces, de 60 x 60 mm² para 300 x 300 mm², conduziu a um aumento do ângulo de atrito, tanto para a geomembrana lisa como para a geomembrana rugosa. Os autores constataram que o ângulo de atrito entre as interfaces é influenciado pelo tipo de geossintético e pelo tipo de solo. O ângulo de atrito entre a interface solo-geossintético é superior no caso das geomembranas rugosas (GM-AR e GM-C) e do solo 2 (areia com partículas angulosas).

Para além disso, Izgin e Wasti [52] compararam os valores do ângulo de atrito de interfaces solo-geossintético através de ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado (Tabela 9 e Tabela 10). Para tal, foram calculados os valores dos ângulos de atrito segundo a abordagem convencional (ϕ_{sg}) e os parâmetros de resistência segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura (ângulo de atrito - δ e a adesão - a).

Tabela 9 - Resultados dos ensaios de corte direto (para uma área de contacto entre as interfaces de 60 x 60 mm²) (adaptado de [52]).

Interface	Tensão vertical (kPa)					Parâmetros de resistência	
	14	25	50	100	200	δ (°)	a (kPa)
			ϕ_{sg} (°)				
Solo 1 - GML-A	31,0	26,6	24,2	23,7	23,0	22,0	2,8
Solo 1 - GM-C	44,5	36,9	33,0	31,5	30,2	32,0	5,0
Solo 2 - GML-A	42,1	38,7	35,4	34,0	33,3	31,0	4,3
Solo 2 - GM-C	-	43,8	40,7	39,4	38,7	37,0	2,9

Tabela 10 - Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado (para uma área de contacto entre as interfaces de 60 x 60 mm²) (adaptado de [52]).

Interface	Tensão vertical (kPa)			Parâmetros de resistência	
	14	25	50	δ (°)	a (kPa)
			ϕ_{sg} (°)		
Solo 1 - GML-A	17,0	17,0	17,0	16,5	0,0
Solo 1 - GM-C	26,0	24,0	24,0	24,0	0,5
Solo 2 - GML-A	25,0	25,0	23,0	23,5	0,5
Solo 2 - GM-C	38,2	30,0	29,0	27,5	0,5

Os autores constataram que, nos ensaios de corte direto os valores dos ângulos de atrito eram superiores em comparação com os do ensaio de corte em plano inclinado. Para além disso, os valores da adesão segundo ensaios de corte em plano inclinado não apresentam nenhum significado físico.

A diferença nos valores dos ângulos de atrito pode estar relacionada com o diferente modo de deformação dos ensaios e das desvantagens associadas ao ensaio de corte direto. O ensaio de corte em plano inclinado é o mais realista no caso das interfaces avaliadas serem em taludes e com tensões normais baixas. Nestes casos, o ensaio do corte direto pode levar à sobrestimação da resistência ao corte das interfaces.

Costa-Lopes [30] estudou a influência do tipo de geossintético e da granulometria do solo na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético segundo o ensaio de corte em plano inclinado. No estudo foram utilizados dois solos granulares diferentes com dimensões de diâmetro médio das partículas de 0,43 mm (solo 1) e 1,10 mm (solo 2) e com índice de compacidade de 50%. Foram ensaiados sete tipos de geossintéticos: uma geomembrana lisa, uma geomembrana rugosa, um geotêxtil não-tecido agulhado, um geotêxtil tecido, um geotêxtil não tecido termossoldado, uma geogrelha uniaxial e uma geogrelha biaxial. Na Tabela 11 apresentam-se os valores médios do ângulo de atrito para uma tensão vertical de 10 kPa obtidos pelo autor.

Tabela 11 - Valores médios do ângulo de atrito na interface solo-geossintético (adaptado de [30]).

Geossintético	Solo 1	Solo 2
	Ângulo de atrito (°)	
Geomembrana lisa	21,36	24,48
Geomembrana rugosa	31,16	32,87
Geotêxtil tecido	30,47	33,58
Geotêxtil não-tecido termossoldado	31,69	32,34
Geotêxtil não-tecido agulhado	32,24	32,93
Geogrelha uniaxial	27,62	29,45
Geogrelha biaxial	30,09	32,95

Costa-Lopes [30] concluiu que a estrutura do geossintético pode ter influência na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético. A utilização do geossintético com estrutura contínua mais lisa, nomeadamente a geomembrana lisa, conduziu a valores menores do ângulo de atrito. O geotêxtil não-tecido agulhado, o geossintético com superfície lateral mais rugosa, apresentou o valor mais elevado do ângulo de atrito entre as interfaces solo-geossintético. No caso dos geotêxteis, a influência da estrutura do geossintético foi pouco significativa.

No que diz respeito à influência da granulometria do solo, Costa-Lopes [30] verificou que um solo com granulometria mais extensa e com maior dimensão das partículas (solo 2) conduz a um acréscimo no valor do ângulo de atrito na interface solo-geossintético, quando comparado com o solo 1. Este comportamento foi mais significativo para as geomembranas lisas. No entanto, nos geotêxteis não-tecidos a granulometria do solo teve pouca influência.

Paula [33] avaliou a influência do tipo de geossintético e do tipo de solo no comportamento da interface solo-geossintético segundo ensaios de corte em plano inclinado para uma tensão vertical de 10 kPa. O autor utilizou dois tipos de geossintéticos, um geotêxtil tecido em PP e uma geogrelha tecida, e dois tipos de solo, um solo “tout-venant” com fração inferior ou igual a 10 mm (solo A) e um solo residual de granito (solo B). Na Tabela 12 apresentam-se os valores médios do ângulo de atrito obtidos pelo autor. É de referir que o autor estudou o geotêxtil e a geogrelha intactos e também danificados durante a instalação, no entanto, apenas se apresenta os valores dos ângulos de atrito para o primeiro caso.

Tabela 12 - Valores médios dos ângulos de atrito nas interfaces-solo geossintético (adaptado de [33]).

Geossintético	Solo	Ângulo de atrito (°)
Geotêxtil tecido	A	36,28
	B	35,48
Geogrelha tecida	A	38,11
	B	36,18

Paula [33] verificou que, para qualquer dos solos utilizados, os valores do ângulo de atrito nas interfaces solo-geossintético foram inferiores quando se utilizou o geotêxtil tecido. O autor também mencionou que, provavelmente, o melhor comportamento da interface solo-geogrelha resultou de uma maior eficácia na mobilização do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha e do maior atrito por

unidade de área sólida lateral mobilizado pela geogrelha. Relativamente ao tipo de solo, verificou-se que o ângulo de atrito foi superior quando o solo utilizado era o solo A, tanto para a interface solo-geotêxtil como para a interface solo-geogrelha.

3.7.2. INTERAÇÃO GEOSSINTÉTICO-GEOSSINTÉTICO

As interfaces geossintético-geossintético podem ser constituídas por qualquer combinação tecnicamente aceitável entre geomembranas, geotêxteis, geocompósitos, georredes, entre outros. A estabilidade entre geossintéticos é garantida quando não ocorrem deslizamentos não controlados entre os elementos que constituem a interface. Se tal acontecer, são geradas tensões excessivas nos geossintéticos que podem levar ao seu rasgamento ou até à rotura global do sistema onde se encontram.

A resistência ao corte entre geossintéticos pode ser caracterizada por diferentes ensaios laboratoriais: ensaios de corte direto, ensaios de corte em plano inclinado, ensaios de arranque ou ensaio de corte torsionais [53]. A escolha dos ensaios a serem realizados depende do tipo de informação que se pretende obter e do tipo de solicitações a que os geossintéticos estarão submetidos em obra. Para o estudo de taludes de sistemas de cobertura de aterros de resíduos, os ensaios de corte em plano inclinado são os mais adequados.

3.7.2.1. Influência da estrutura dos geossintéticos

Palmeira *et al* [54] estudaram a influência da estrutura dos geossintéticos na resistência ao corte de interfaces envolvendo geossintéticos, apresentando-se na Tabela 13 as características físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados. Para tal, recorreram a ensaios de corte em plano inclinado para diferentes tipos de geossintéticos. Na Figura 18 apresentam-se os resultados da evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para diferentes interfaces entre uma geomembrana e diferentes geossintéticos.

Tabela 13 - Características dos geossintéticos utilizados (adaptado de [54]).

Geossintético	Código	Polímero	MUA (g/m ²)	t _G (mm)	T _{máx} (kN/m)	ε _{máx} (%)	J (kN/m)
Geotêxtil não-tecido agulhado	GTN3	PET	300	2,6	20	50	45
Geotêxtil tecido	GTW1	PP	138	0,4	20	15	110
Geogrelha	GG1	PET	540	0,6 - 1,6	110/30 (**)	12	900
	GG2	PET	710	1,0 - 2,8	200/35 (**)	12	1650
Georrede	GN1	PE	311	2,0 - 5,7	3,4/2,8 (**)	100/60 (**)	15
	GN2	PE	730	4,8	22	70	102
Geomembrana	GM1	PVC	1380	1,0	14(*)	350	6,5 (***)

Nota. MUA - Massa por unidade de área; t_G - Espessura; T_{máx} - Resistência à tração; ε_{máx} - Extensão na rotura; J - Rigidez secante para ε = 10%; (*) Tensão na rotura em MPa; (**) Direções longitudinal e transversal; (***) Módulo de tensão para ε = 100% em MPa; PVC - policloreto de vinila.

Os autores verificaram que o deslocamento da caixa superior para a interface GN1-GM1 foi muito superior às restantes, comportamento que foi explicado pela grande extensibilidade da georrede.

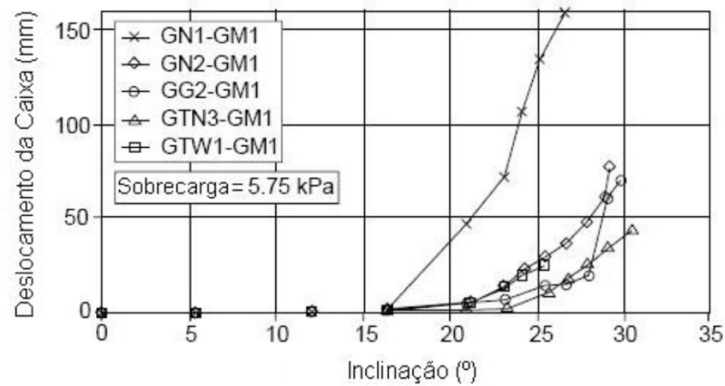


Figura 18 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para diferentes interfaces entre geossintéticos (adaptado de [54]) [53]. Nota. GN - georrede; GM - geomembrana; GG - geogrelha; GTN - geotêxtil não-tecido agulhado; GTW - geotêxtil tecido.

Palmeira *et al* [54] também analisaram as tensões de tração provocadas na geomembrana com o aumento da inclinação do plano com os diferentes geossintéticos colocados sobre ela (Figura 19). Os autores comprovaram que, quanto maior for a interação entre a geomembrana e os geossintéticos, mais cedo se mobilizam as tensões de tração na geomembrana.

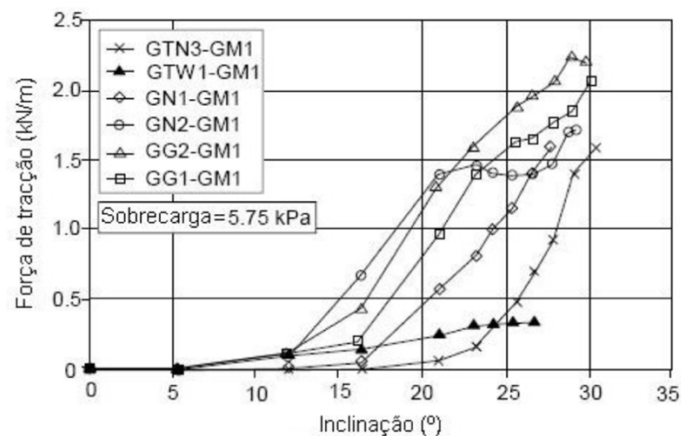


Figura 19 - Força de tração mobilizada na geomembrana com o aumento da inclinação (adaptado de [54]) [53].

Por último, Palmeira *et al* [54] estudaram os mecanismos de transferência de tensões de corte entre a geomembrana e quatro geossintéticos em ensaios de corte em plano inclinado (Figura 20).

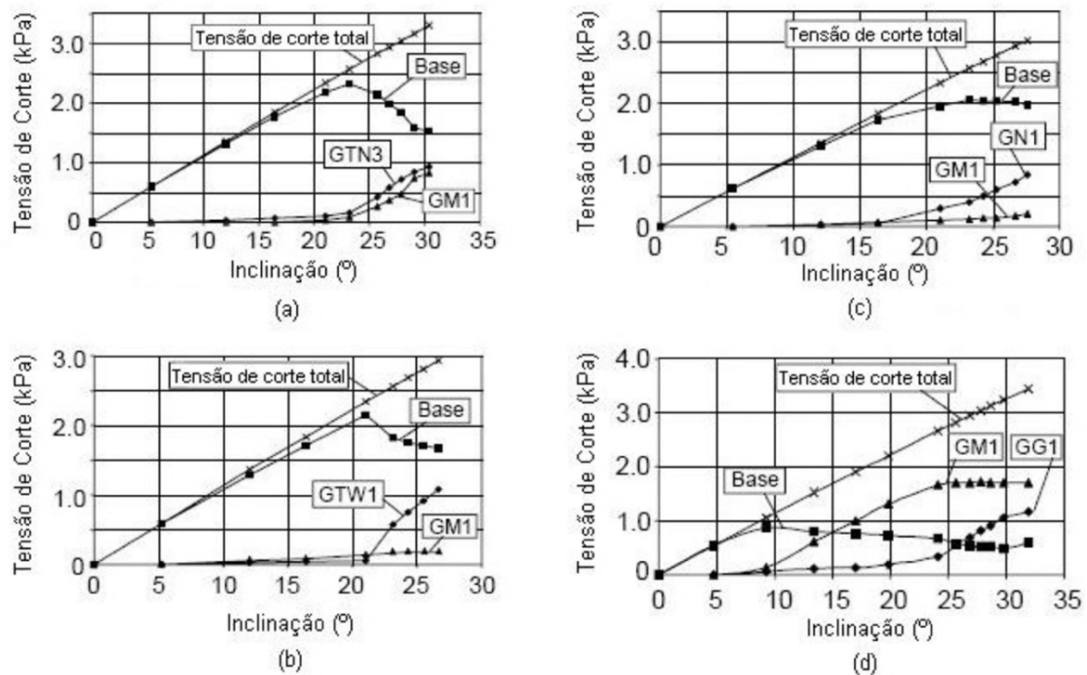


Figura 20 - Transferência de tensões de corte para ensaios com duas camadas de geossintéticos e sobrecarga de 5,75 kPa (adaptado de [54]) [53]:
a) GTN3 - GM1; b) GTW1 - GM1; c) GN1-GM1; d) GG1 - GM1.

De acordo com a Figura 20, num momento inicial, a quase totalidade das tensões de corte são suportadas pela base do equipamento, iniciando-se uma redistribuição das tensões de corte quando ocorre deslizamento. Quando existe pouca aderência nos geossintéticos (casos GTW1 - GM1 e GN1 - GM1), verifica-se que a maior parte dos esforços de tração são suportados pelo geossintético superior. Como tal, de modo a minimizar os esforços de tração no geossintético inferior (GM1), o geossintético superior deve apresentar boa rigidez à tração.

Em conclusão, de modo a assegurar a estabilidade na interação entre geossintéticos é necessário realizar uma escolha criteriosa dos componentes que constituem as interfaces, tendo em conta tanto as propriedades individuais de cada geossintético como as características da interação entre eles.

3.7.2.2. Resistência ao corte de interfaces geotêxtil-geomembrana

Existem vários fatores que influenciam a resistência ao corte das interfaces geotêxtil-geomembrana, como por exemplo, a textura, o tipo de polímero, a massa por unidade de área e a espessura dos geossintéticos, o tipo de material de cobertura, bem como a presença de água nas interfaces. Nesta secção, com base em estudos realizados por Wasti e Özdüzgün [55], Briançon [56] e Briançon *et al* [57], pretende-se caracterizar a resistência ao corte deste tipo de interfaces segundo ensaios de corte em plano inclinado, de acordo com alguns dos fatores mencionados, como a textura da geomembrana, a influência do polímero da geomembrana e a presença de água nas interfaces.

Um estudo realizado por Jones e Dixon [58], avalia a influência da massa por unidade de área, da espessura dos geossintéticos e do tipo de material de cobertura em interfaces geotêxtil-geomembrana.

No entanto, o estudo é realizado segundo ensaios de corte direto e, por isso, não são apresentados neste subcapítulo.

Influência da textura da geomembrana

Num estudo realizado por Wasti e Özdüzgün [55] analisou-se a influência da textura da geomembrana na resistência ao corte da interface entre geotêxteis e geomembranas segundo ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado. Os autores utilizaram quatro geomembranas de diferentes marcas em PEAD (GM-AL - lisa, GM-AT - texturada, GM-B - lisa, GM-C - texturada), uma geomembrana em PVC (GMB-PVC) e dois tipos de geotêxteis não-tecidos agulhados, um em PET (GT-A) e outro em PE (GT-B), ambos com 500 g/m². Na Tabela 14 apresenta-se um resumo dos valores médios do ângulo de atrito entre as interfaces geotêxtil-geomembrana, segundo o ensaio de corte em plano inclinado, obtidos pelos autores.

Tabela 14 - Valores médios do ângulo de atrito na interface geotêxtil-geomembrana, de acordo com a textura da geomembrana (adaptado de [55]).

Geomembrana	Geotêxtil	Ângulo de atrito (°)
GM-AL	GT-A	11,59
	GT-B	12,96
GM-B	GT-A	10,32
	GT-B	12,41
GM-AT	GT-A	25,58
	GT-B	25,95
GM-C	GT-A	27,56
	GT-B	27,90
GM-PVC	GT-A	18,32
	GT-B	18,75

Conforme é evidenciado na Tabela 14, Wasti e Özdüzgün [55] constataram que os valores do ângulo de atrito entre a interface geomembrana-geotêxtil aumentam significativamente quando se usa uma geomembrana texturada em vez de uma lisa.

Influência do polímero constituinte das geomembranas

Wasti e Özdüzgün [55] analisaram ainda a influência do polímero constituinte da geomembrana na resistência ao corte na interface geomembrana-geotêxtil em ensaios de corte direto e de corte em plano inclinado. Utilizaram uma geomembrana em PVC (GM-PVC), duas geomembranas lisas diferentes em PEAD (GM-A e GM-B) e dois tipos de geotêxtil não-tecido agulhado, um em PET (GT-A) e outro em PE (GT-B). Os resultados obtidos por Wasti e Özdüzgün [55], segundo o ensaio de corte em plano inclinado, encontram-se na Tabela 15. Na Figura 21, ilustra-se as curvas tensão de corte vs. deslocamento para as interfaces geomembrana-geotêxtil em PET.

Tabela 15 - Valores médios do ângulo de atrito na interface geotêxtil-geomembrana, de acordo com o polímero constituinte da geomembrana (adaptado de [55]).

Geotêxtil	Geomembrana lisa	
	Tipo	Ângulo de atrito
GT-A	GM-A	11,59
	GM-B	10,32
	GM-PVC	18,32
GT-B	GM-A	12,96
	GM-B	12,41
	GM-PVC	18,75

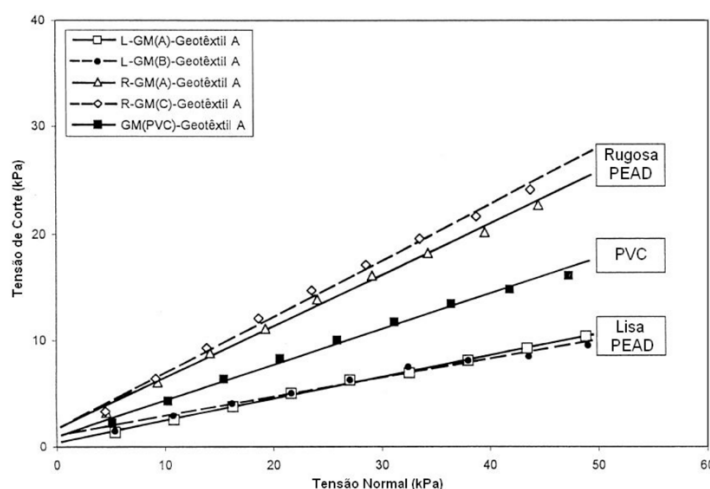


Figura 21 - Resultados de ensaios de corte em plano inclinado em interfaces geomembrana-geotêxtil (adaptado de [55]) [53].

Wasti e Özdüzgün [55] verificaram que a resistência ao corte aumenta significativamente quando se utiliza uma geomembrana lisa em PVC em vez de uma em PEAD. Assim, torna-se evidente que o tipo de polímero constituinte da geomembrana influencia a resistência ao corte da interface geomembrana-geotêxtil.

Briançon [56] também estudou a influência do tipo de polímero das geomembranas na resistência ao corte da interface geotêxtil-geomembrana através do ensaio de corte em plano inclinado. O autor utilizou três tipos de geomembrana lisa (betuminosa, em PEAD e em PP) e dois tipos de geotêxteis não-tecidos agulhados em PP, um com função de proteção (GTXP) e o outro com função de reforço (GTXR). Os valores médios do ângulo de atrito obtidos pelo autor encontram-se na Tabela 16.

Tabela 16 - Influência do tipo de polímero da geomembrana no ângulo de atrito da interface geotêxtil-geomembrana (adaptado de [56]).

Geomembrana lisa	Geotêxtil	Ângulo de atrito (°)
Betuminosa	GTXP	21,5
	GTXR	23,0
PEAD	GTXP	14,5
	GTXR	16,0
PP	GTXP	15,0
	GTXR	16,0

Da Tabela 16, é possível observar que a utilização de uma geomembrana betuminosa provoca um acréscimo no ângulo de atrito entre a interface geotêxtil-geomembrana, no entanto, as diferenças entre a geomembrana em PEAD e em PP são pouco significativas.

Influência da presença de água na interface

Briançon *et al* [57] estudaram a influência da presença de água na interface geomembrana-geotêxtil, segundo ensaios de corte em plano inclinado. Os autores utilizaram três geomembranas lisas diferentes, uma betuminosas, uma em PEAD e outra em PP, e três tipos de geotêxteis não-tecidos agulhados em PP, um com função de proteção (GTXP), um com função de reforço (GTXR) e outro com função de separação (GTXS). Os ensaios de corte em plano inclinado foram realizados de duas maneiras diferentes. Primeiramente, foi medida a força F necessária para impedir o movimento da caixa superior do equipamento de ensaio, caixa esta que contém o solo de cobertura (Teste F). Em segundo lugar, foi medido o deslocamento da caixa superior (Teste D2).

Os ensaios foram realizados para três condições de humidade distintas. Briançon *et al* [57], em primeiro lugar, analisaram as interfaces geomembrana-geotêxtil em condições secas. Numa segunda fase, analisaram essas mesmas interfaces na presença de água em duas situações: com um pequeno fluxo de água ao nível do geossintético e com uma parcela do solo de cobertura saturada. Na Figura 22 apresenta-se a comparação dos ângulos de atrito obtidos para as condições seca e com presença de água ao nível do geossintético.

Supondo que o baixo fluxo de água não gera pressões na interfaces, Briançon *et al* [57] mediram o ângulo para o qual ocorre o deslizamento da caixa superior e, seguidamente, o ângulo de atrito das interfaces geomembrana-geotêxtil em presença de água, δH . Para todas as interfaces, os autores verificaram que o ângulo de atrito, δH , era inferior ao calculado em condições secas, δ . Ainda assim, da Figura 22, concluíram que algumas das interfaces ensaiadas eram pouco sensíveis à presença de água, como é o caso das interfaces GTXR - GMBPP e GTXP - GMBPEAD.

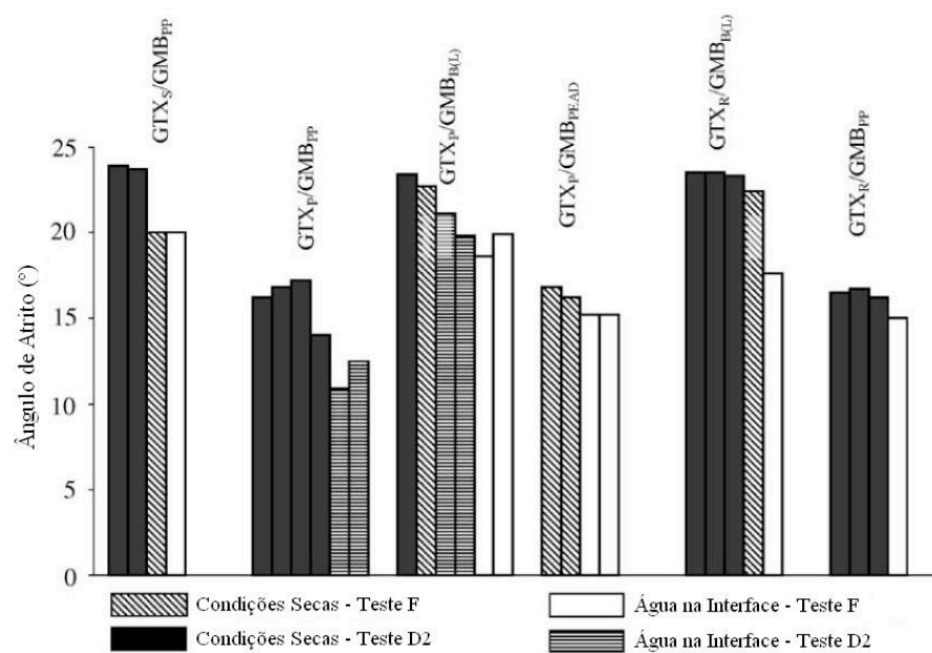


Figura 22 - Influência da presença de água no ângulo de atrito de interfaces geomembrana-geotêxtil (adaptado de [57]) [53].

4

DESCRIÇÃO EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo descreve-se o programa experimental realizado no âmbito desta dissertação que decorreu no Laboratório de Materiais de Construção (LMC) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Este programa abrangeu um agregado reciclado de granulometria fina proveniente de resíduos de construção e demolição (que por simplicidade de escrita se vai passar a designar pela sigla RCD) e dois tipos de geossintéticos: um geocompósito drenante (GCD) e uma geomembrana lisa (GMB).

Nos seguintes subcapítulos descreve-se o plano de trabalho e os materiais envolvidos na realização do trabalho experimental, nomeadamente a sua caracterização. Descreve-se o equipamento, as referências normativas e os procedimentos utilizados na realização dos ensaios de corte em plano inclinado e as diferentes abordagens aplicadas no cálculo do ângulo de atrito das interfaces.

4.2. PLANO DE TRABALHO

Foram caracterizadas a resistência ao corte do RCD em movimento de plano inclinado, a resistência ao corte da interface GCD-RCD e a resistência ao corte da interface GMB-GCD. No último caso, a interface foi caracterizada colocando na caixa superior do equipamento um bloco rígido de madeira ou o RCD. Procurou-se avaliar a influência da tensão vertical, fazendo este parâmetro variar entre 5, 10 e 25 kPa, do grau de compactação (55% e 70%) e do teor em água (W) seco e ótimo ($W_{ót} = 12\%$) do RCD.

Para cada condição experimental, o ensaio de corte em plano inclinado foi efetuado em triplicado, tal como indicado na norma EN ISO 12957-2 [49], o que conduziu a um total de 92 ensaios. Na Tabela 17 apresenta-se um resumo do programa de ensaios realizado e na Figura 23 encontra-se a representação esquemática das diferentes configurações de ensaio.

Para a interface GMB-GCD (com RCD), a massa de RCD colocada na caixa superior foi igual à massa do bloco de madeira. Quando calculado o grau de compactação necessário para que a espessura da camada de RCD fosse igual à do bloco de madeira, verificou-se que, por coincidência, este era de 70%.

Tabela 17 - Programa de ensaios efetuados.

	W	Grau de compactação do RCD (%)	Tensão vertical (kPa)
Resistência ao corte do RCD em plano inclinado	Seco	55%	5
			10
		70%	25
	W _{ót}	55%	5
			10
		70%	25
Interface GCD-RCD	Seco	55%	5
			10
		80%	25
	W _{ót}	55%	5
			10
		70%	25
Interface GMB-GCD (bloco de madeira)	-	-	5
			10
			25
Interface GMB-GCD (RCD)	Seco	70%	5
			10
			25

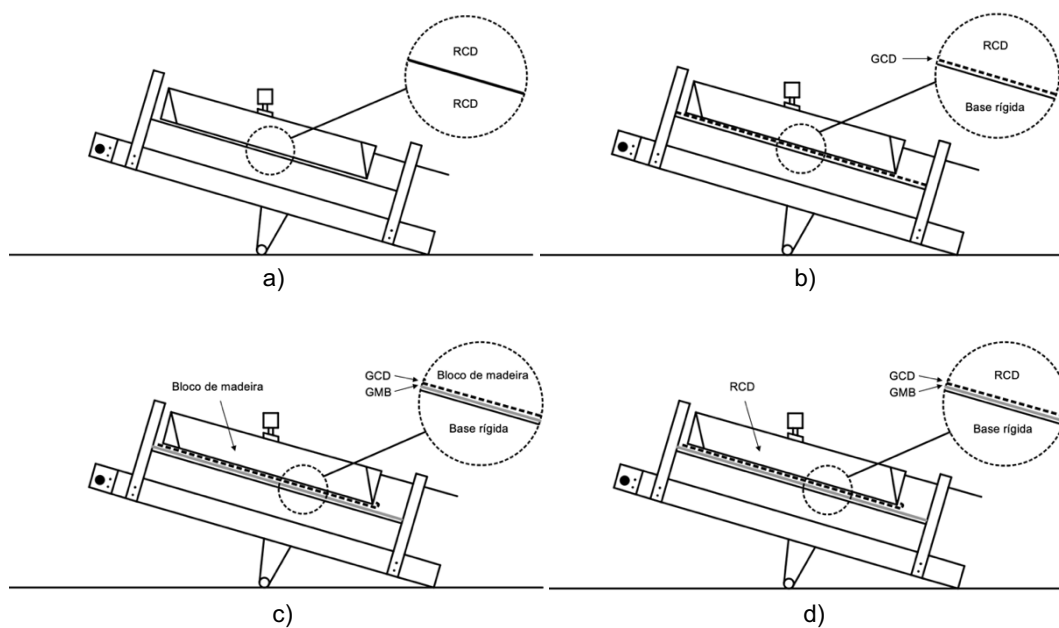


Figura 23 - Representação esquemática dos diferentes ensaios: a) resistência ao corte do RCD em plano inclinado; b) interface GCD-RCD; c) interface GMB-GCD (bloco de madeira); d) interface GMB-GCD (RCD).

4.3. MATERIAIS

4.3.1. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

Para a realização do presente estudo utilizou-se um agregado fino proveniente de resíduos de construção e demolição de granulometria fina (Figura 24).

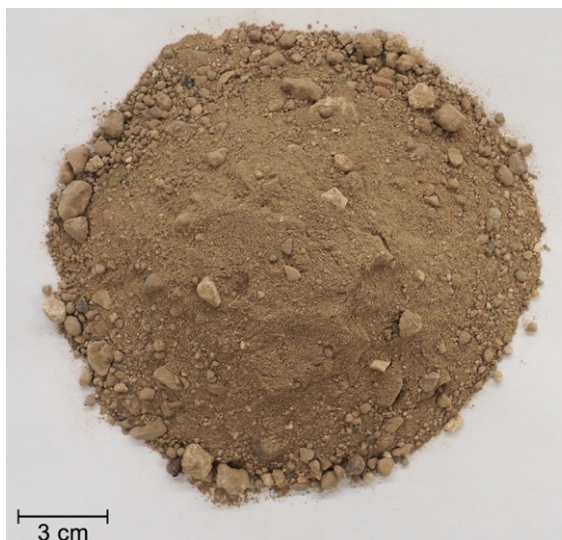


Figura 24 - RCD usado no estudo.

A classificação dos constituintes do agregado foi realizada e apresentada por Rodrigues [4], que utilizou no seu estudo o mesmo material. Para tal, o autor efetuou ensaios de acordo com a norma NP EN 933-11 [59] destinada à classificação de agregados grossos. Como tal, o material passado no peneiro de 4 mm não foi classificado devido à dificuldade na separação das partículas de tamanho mais reduzido.

Inicialmente, Rodrigues [4], realizou os ensaios de caracterização para cerca de 20 kg do agregado reciclado usando o peneiro de 4 mm. O material retido e passado no peneiro de 4 mm foi pesado e submerso em água para que as partículas flutuantes se desagregassem. O material não flutuante foi lavado no peneiro de 4 mm e secado na estufa. Registou-se o peso do material não flutuante, após lavagem, que é contabilizado como solo (R_s). O material passado foi pesado e registou-se a sua massa, 2586,0 g. Para facilitar o processo de classificação das partículas reduziu-se a amostra para um mínimo de 1000 partículas.

Na Tabela 18 apresenta-se as percentagens dos constituintes do RCD de acordo com a norma NP EN 933-11 [59] referentes à massa retida no peneiro de 4 mm (é importante referir que a massa correspondente é de apenas 14% relativamente à massa total da amostra) e as partículas não classificadas [4]. Na Figura 25 apresenta-se a curva granulométrica do RCD obtida por Rodrigues [4] segundo o método de determinação da distribuição do tamanho de partículas ISO/TS 17892-4 [60].

Tabela 18 - Constituintes do RCD [4].

Constituintes	De acordo com NP EN 933-11 [59]	Valores relativos à massa total da amostra (%)
Betão, argamassa e blocos de alvenaria, R_c (%)	21,6	3,0
Agregados não ligados e agregados tratados com ligantes hidráulicos, R_u (%)	51,0	7,0
Elementos cerâmicos de alvenaria e blocos sílico-calcários de alvenaria e betão celular não flutuante, R_b (%)	15,9	2,2
Materiais betuminosos, R_a (%)	0,03	0,004
Vidro, R_g (%)	1,7	0,2
Material não flutuante, R_s (%)	9,6	1,3
Outros, X (%)	0,2	0,03
Partículas não classificadas (%)	-	86,3

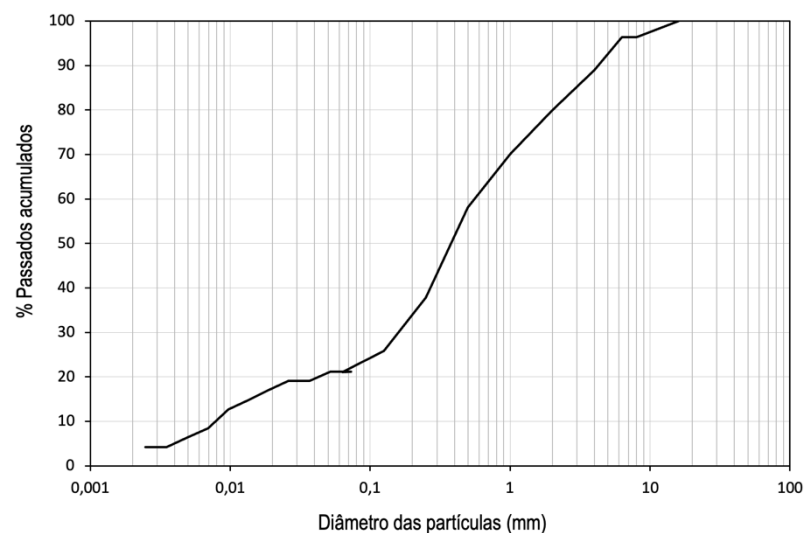


Figura 25 - Curva granulométrica do RCD [4].

O resultado dos ensaios de compactação tipo Proctor, também efetuado por Rodrigues [4], apresenta-se na Figura 26. Pode assim constatar-se que o teor em água ótimo do agregado em estudo é da ordem dos 12%, a que corresponde um peso volúmico seco máximo de $18,8 \text{ kN/m}^3$.

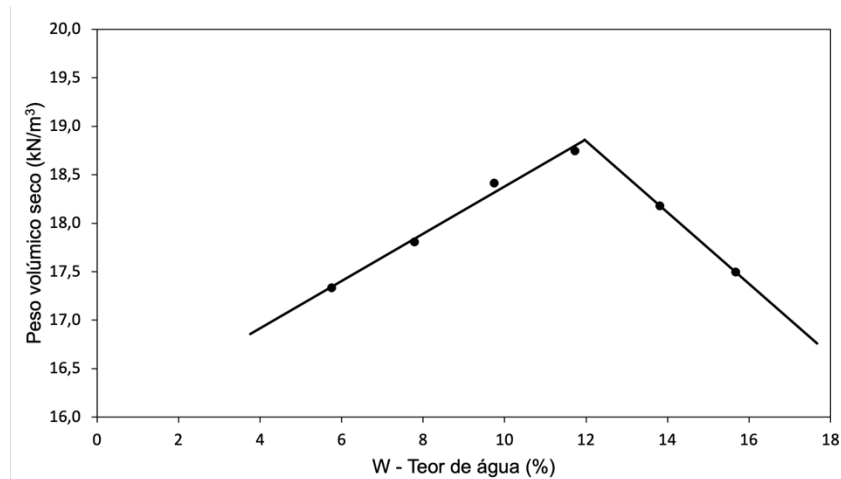


Figura 26 - Resultados do ensaio de compactação do RCD [4].

4.3.2. GEOSSINTÉTICOS

4.3.2.1. Geocompósito drenante

O geocompósito drenante utilizado é constituído por uma georrede e um geotêxtil não-tecido nos dois lados, tal como se ilustra na Figura 27. A georrede é feita de PEAD e o geotêxtil de PP.

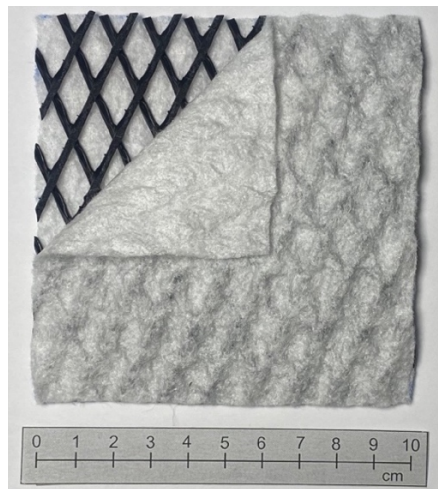


Figura 27 - Geocompósito drenante utilizado no estudo.

Com o objetivo de avaliar as características físicas, determinou-se a espessura segundo a norma EN ISO 9863-1 [61] e calculou-se a massa por unidade de área (MUA) de acordo com a norma EN ISO 9864 [62] de dez provetes do geocompósito drenante (Tabela 19). O geocompósito drenante apresentava uma MUA de 873 g/m² e uma espessura de 5,25 mm, em valores médios.

Tabela 19 - Massa por unidade de área e espessura do geocompósito drenante.

Provete	Espessura (mm)	Massa (g)	Área (m ²)	MUA (g/m ²)
1	5,30	8,856	0,01022	867
2	5,38	8,611	0,01027	838
3	5,20	8,883	0,01026	865
4	5,22	8,867	0,01035	857
5	5,28	9,142	0,01035	883
6	5,35	9,317	0,01031	904
7	5,32	9,403	0,01034	909
8	5,18	8,919	0,01029	867
9	5,13	9,103	0,01012	899
10	5,17	8,662	0,01031	840
Média	5,25			873
DP	0,08			25
CV (%)	1,6			2,9

Ensaio laboratoriais de tração foram realizados segundo a norma EN ISO 10319 [63] para avaliar as características mecânicas do geocompósito drenante. Para tal, foram testados cinco provetes na direção de fabrico do material e cinco na direção perpendicular à de fabrico. Na Figura 28 ilustram-se as curvas força-extensão obtidas e na Tabela 20 apresentam-se os valores da força máxima ($F_{Máx}$), da resistência à tração (T) e da extensão (ϵ_T) obtida para cada provete, bem como os respetivos valores médios, desvios padrão (DP) e coeficiente de variação (CV). O geocompósito apresentava uma resistência à tração de 24,70 kN/m e extensão na força máxima de 64,0% na direção de fabrico e de 16,05 kN/m e 95,0% na direção perpendicular à de fabrico.

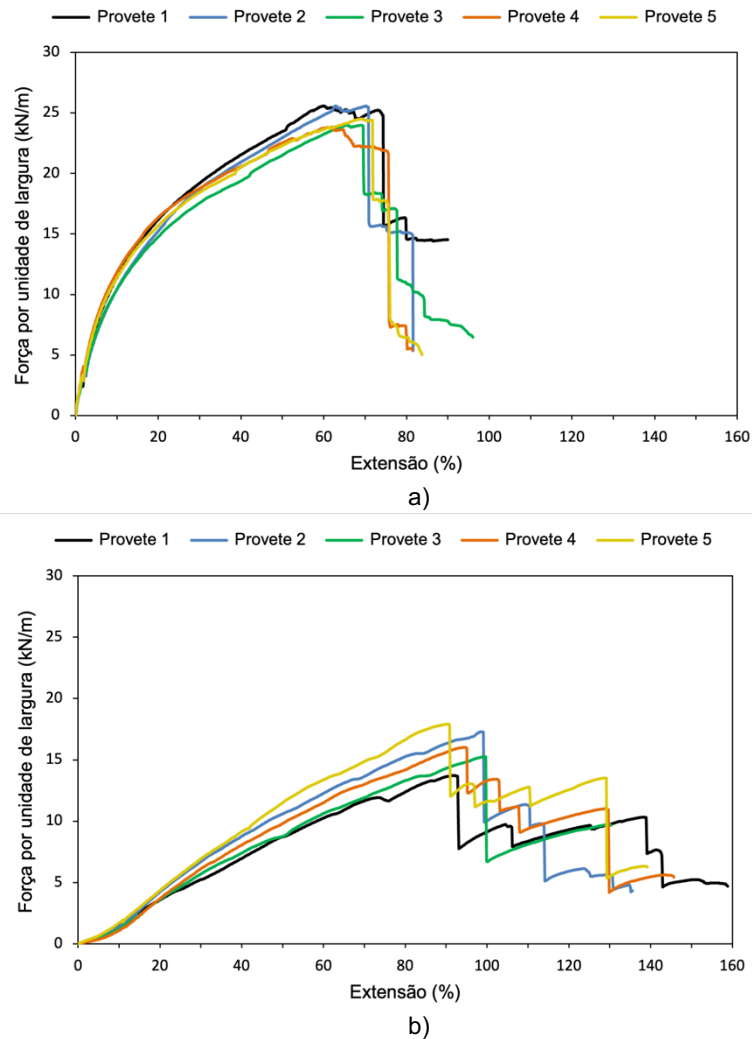


Figura 28 - Curva força-extensão do geocompósito drenante:
a) direção de fabrico; b) direção perpendicular à de fabrico.

Tabela 20 - Valores da força máxima, resistência à tração e extensão na força máxima obtidos no ensaio de tração.

Direção de fabrico				Direção perpendicular à de fabrico			
Provete	$F_{Máx}$ (N)	T (kN/m)	ϵ_T (%)	Provete	$F_{Máx}$ (N)	T (kN/m)	ϵ_T (%)
1	5118	25,59	60,2	1	2747	13,74	91,8
2	5113	25,56	62,9	2	3460	17,30	98,9
3	4798	23,99	65,7	3	3054	15,27	99,6
4	4766	23,83	62,0	4	3203	16,02	94,5
5	4901	24,51	69,3	5	3584	17,92	90,5
Média	4939	24,70	64,0	Média	3210	16,05	95,0
DP	168	0,84	3,6	DP	332	1,66	4,1
CV (%)	3,4	3,4	5,6	CV (%)	10,3	10,3	4,3

4.3.2.2. Geomembrana

Nos ensaios laboratoriais foi utilizada uma geomembrana lisa feita de PEAD como se ilustra na Figura 29. As características físicas da geomembrana foram avaliadas segundo as normas EN ISO 9863-1 [61] para a espessura e EN ISO 9864 [62] para a massa por unidade de área (Tabela 21). A geomembrana apresentava uma MUA de 1771 g/m^2 e uma espessura de 1,95 mm, em valores médios.

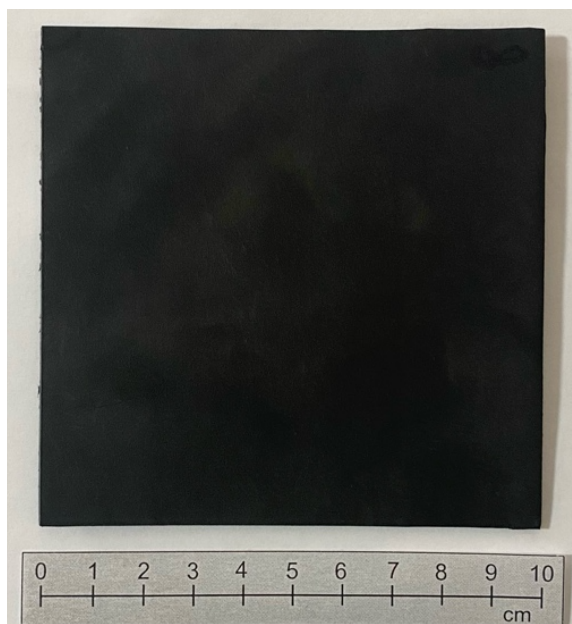


Figura 29 - Geomembrana utilizada no estudo.

Tabela 21 - Massa por unidade de área e espessura da geomembrana.

Provete	Espessura (mm)	Massa (g)	Área (m ²)	MUA (g/m ²)
1	1,92	17,895	0,01006	1780
2	1,98	17,906	0,01014	1765
3	1,94	17,992	0,01024	1756
4	1,97	17,838	0,01006	1773
5	1,93	17,813	0,01011	1762
6	1,94	17,777	0,01008	1763
7	1,96	17,488	0,00978	1788
8	1,95	17,779	0,00999	1779
9	1,93	17,854	0,01008	1771
10	1,96	17,800	0,01004	1773
Média	1,95			1771
DP	0,02			10
CV (%)	1,0			0,5

Com o objetivo de caracterizar o comportamento mecânico da geomembrana, efetuaram-se ensaios de punçoamento estático e de ensaios de tração-deformação segundo os procedimentos das normas EN ISO 12236 [64] e ISO 527-3 [65], respetivamente.

O estudo do comportamento da geomembrana ao punçoamento estático foi avaliado para cinco provetes, como indicado na Figura 30. Na Tabela 22 apresenta-se os resultados obtidos nos ensaios de punçoamento estático para a força de punçoamento (F_P) e deslocamento na força máxima de punçoamento (h_P). A geomembrana apresentava uma força de punçoamento de 5715 N e deslocamento na força máxima de punçoamento de 135,5 mm.

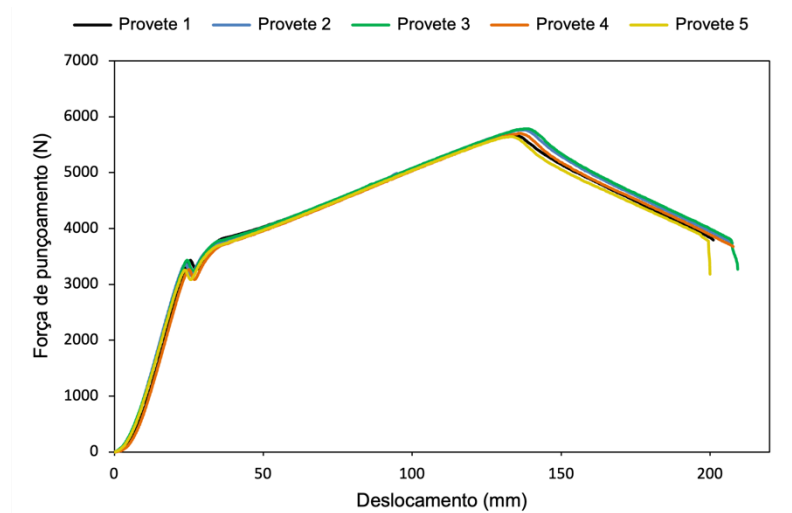


Figura 30 - Ensaios de punçoamento estático: curvas força-deslocamento.

Tabela 22 - Resultados dos ensaios de punçoamento estático.

Provette	F_P (N)	h_P (mm)
1	5681	133,7
2	5765	136,9
3	5786	138,0
4	5700	135,9
5	5642	132,8
Média	5715	135,5
DP	60	2,1
CV (%)	1,0	1,6

Na Figura 31 apresentam-se as curvas tensão-deformação obtidas na direção de fabrico e na direção perpendicular à de fabrico. Foram ensaiados cinco provetes em cada direção.

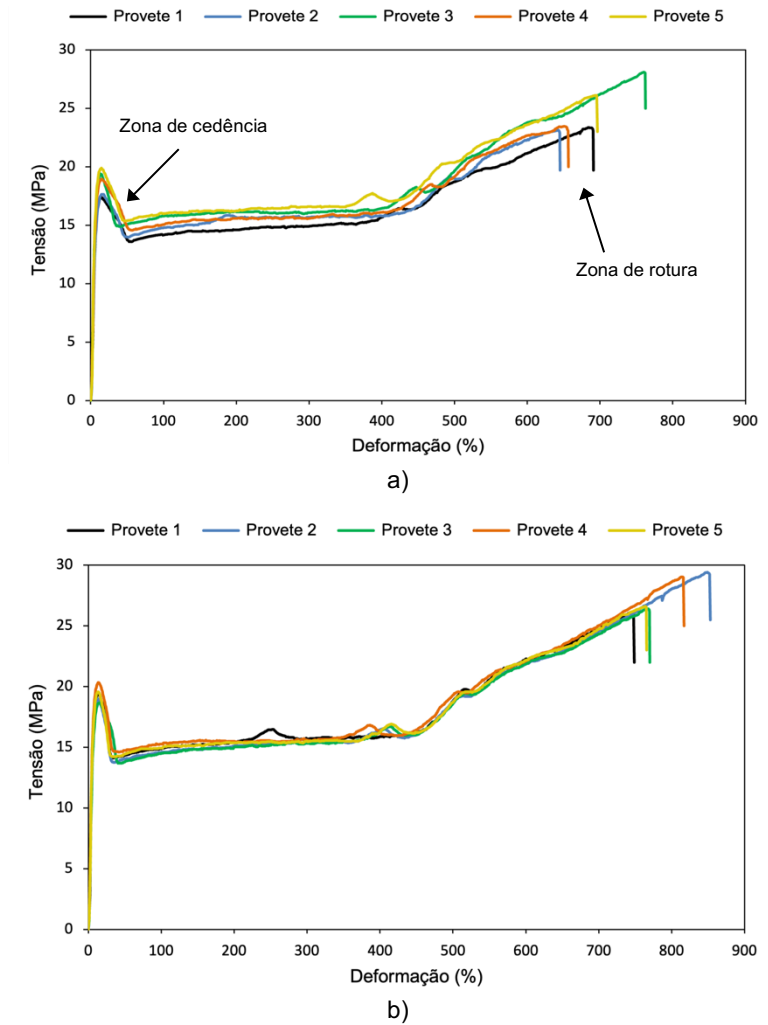


Figura 31 - Curvas tensão-deformação da geomembrana: a) direção de fabrico; b) direção perpendicular à de fabrico.

Na Tabela 23 e Tabela 24 apresentam-se os valores da força máxima (F), tensão na cedência (σ_Y), tensão na rotura (σ_B) da geomembrana e as respetivas deformações na cedência (ϵ_Y) e na rotura (ϵ_B) nas direções de fabrico e perpendicular a esta. Na direção de fabrico, a geomembrana apresentava uma tensão na cedência de 18,7 MPa e na rotura de 24,9 MPa e uma deformação na cedência de 14,9% e na rotura de 687%. Por sua vez, na direção perpendicular à de fabrico, a tensão na cedência foi de 19,4 MPa e na rotura de 27,5 MPa e as deformações na cedência e na rotura foram de 13,9% e 788,4%, respetivamente.

Tabela 23 - Resultados, na cedência e na rotura, dos ensaios de tração da geomembrana na direção de fabrico.

Provete	Área de secção média (m ²)	Cedência			Rotura		
		F (N)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	F (N)	σ_b (MPa)	ϵ_b (%)
1	1,180E-5	206	17,5	14,8	276	23,4	684,8
2	1,141E-5	201	17,6	16,4	264	23,1	643,4
3	1,118E-5	217	19,4	13,4	314	28,1	760,5
4	1,122E-5	213	19,0	15,5	264	23,5	650,7
5	1,102E-5	219	19,9	14,3	288	26,1	695,9
Média	1,133E-5	211	18,7	14,9	281	24,9	687,0
DP	2,997E-7	8	1,1	1,1	21	2,2	46,6
CV (%)	2,6	3,6	5,8	7,5	7,4	8,8	6,8

Tabela 24 - Resultados, na cedência e na rotura, dos ensaios de tração da geomembrana na direção perpendicular à de fabrico.

Provete	Área de secção média (m ²)	Cedência			Rotura		
		F (N)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	F (N)	σ_b (MPa)	ϵ_b (%)
1	1,112E-5	216	19,4	14,1	290	26,1	745,5
2	1,130E-5	214	19,0	13,3	332	29,4	848,6
3	1,119E-5	209	18,7	14,3	296	26,4	768,4
4	1,105E-5	225	20,3	14,3	321	29,0	815,6
5	1,107E-5	217	19,6	13,5	294	26,6	763,6
Média	1,115E-5	216	19,4	13,9	307	27,5	788,4
DP	1,017E-5	6	0,6	0,5	19	1,6	42,5
CV (%)	0,9	2,6	3,3	3,4	6,1	5,7	5,4

4.4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

4.4.1. GENERALIDADES

O ensaio de corte em plano inclinado permite avaliar o comportamento de interfaces quando estas estão sujeitas a tensões normais reduzidas. Este ensaio é o mais adequado para avaliar zonas inclinadas onde normalmente a rotura é dada por falta de resistência ao corte entre as interfaces.

No âmbito de um trabalho laboratorial realizado por Costa-Lopes [30] foi projetado e construído o equipamento que permitiu a realização dos ensaios de corte em plano inclinado deste estudo. O equipamento utilizado para os ensaios encontra-se atualmente no LMC da FEUP e foi desenvolvido segundo as recomendações da prEN ISO 12957-2 [66] (Figura 32).



Figura 32 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado do LMC da FEUP.

4.4.2. EQUIPAMENTO DE ENSAIO

O equipamento de ensaio de corte em plano inclinado é constituído por uma estrutura desmontável formada por uma base rígida e lisa e pelas caixas superior e inferior. A caixa inferior apresenta dimensões interiores de 510 mm de comprimento, 350 mm de largura e 80 mm de altura e a caixa superior amovível apresenta uma área interior de 300 x 300 mm e uma altura de 80 mm. A base rígida, quando utilizada, é colocada no interior da caixa inferior.

Para além da estrutura de suporte, o equipamento possui um transdutor de deslocamento, um sistema de inclinação, um inclinómetro, uma célula de carga, um sistema automático para a aquisição de dados e um computador com o *software* necessário para o registo das grandezas envolvidas, como o tempo, a força vertical, o deslocamento e a inclinação. Na Figura 33 apresenta-se a representação esquemática do equipamento de ensaio de corte em plano inclinado.

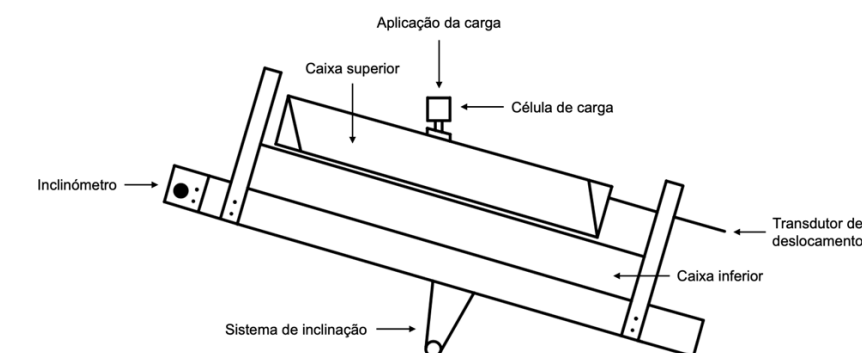


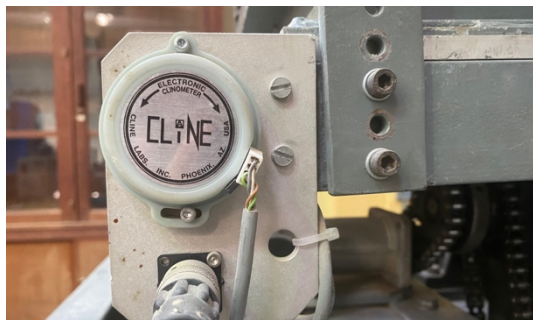
Figura 33 - Representação esquemática do equipamento de corte em plano inclinado.

A base do equipamento encontra-se na horizontal na fase inicial, aumentando de inclinação a uma velocidade constante o que, eventualmente, provoca o deslizamento da caixa superior ao longo da superfície de contacto da caixa inferior. No início do ensaio o transdutor de medição de deslocamento (Figura 34a) está encostado à caixa superior, registando o seu deslocamento à medida que este se vai

movimentando. A inclinação da base do equipamento é medida através de um inclinômetro (Figura 34b) que se encontra fixo à base do equipamento e durante o ensaio permite registar o ângulo da base em relação à horizontal. O equipamento permite inclinar a base do equipamento a duas velocidades: cerca de $0,7^\circ/\text{min}$, correspondente à velocidade de ensaio, e $20^\circ/\text{min}$, velocidade esta que apenas é utilizada no final do ensaio para colocar mais rapidamente a base do equipamento na horizontal. A aplicação da força normal é assegurada através de uma placa rígida que cobre a área interior da caixa superior onde é colocada a célula de carga que permite medir a força vertical atuante (Figura 34c).



a)



b)



c)

Figura 34 - Equipamento de ensaio de corte em plano inclinado: a) transdutor de deslocamento; b) inclinômetro; c) placa rígida e célula de carga.

A placa rígida descarrega as cargas através de um sistema de forças aplicada de tal forma que garante que a carga seja uniformemente distribuída sobre a área interior da caixa superior. Sobre a placa rígida encontra-se a célula de carga, onde é colocado o sistema de pesos por meio de um pendural (Figura 35).

O sistema de pesos corresponde à força aplicada no ensaio, a qual deverá ser tal que a tensão vertical resultante seja de 5, 10 ou 25 kPa. Para os ensaios em que a tensão vertical é de 5 kPa, a aplicação da força vertical consiste na colocação de pesos na barra inferior do pendural (Figura 36a). Para tensões superiores, os pesos são colocados sobre uma alavanca que descarrega no pendural (Figura 36b). Por sua vez, este transmite a força à placa rígida que atua sobre a caixa superior.



Figura 35 - Pendural colocado sobre a placa rígida.

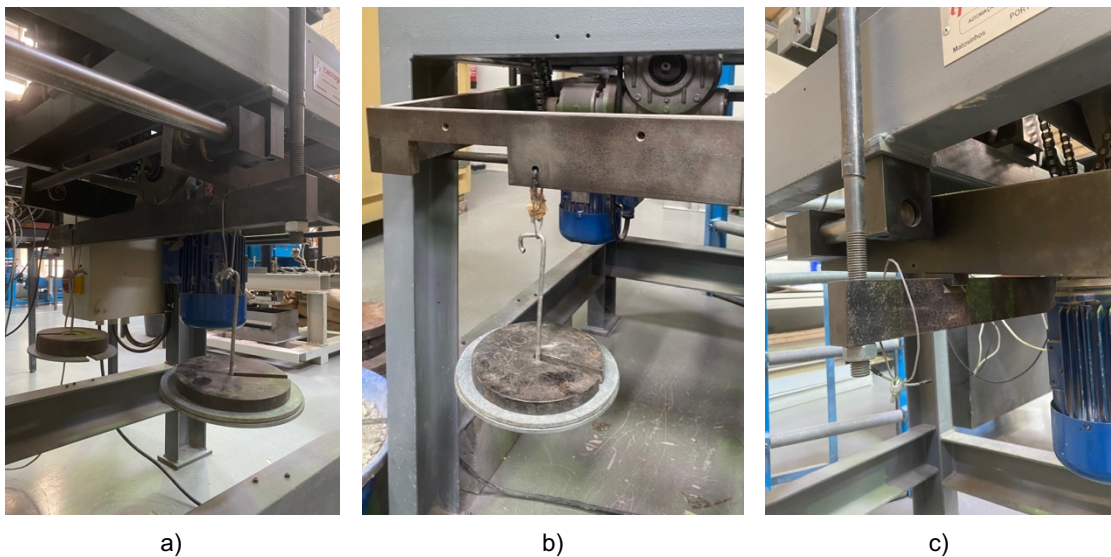


Figura 36 - Colocação dos pesos: a) na barra inferior do pendural; b) sobre uma alavanca que descarrega no pendural; c) alavanca a descarregar no pendural.

O equipamento está munido de três dispositivos que, quando acionados, param automaticamente o ensaio. Um dos dispositivos atua quando o deslocamento da caixa superior atinge os 50 mm, parando o ensaio (Figura 37a). Os restantes são de segurança, um atua quando a base do equipamento atinge a

inclinação máxima que o equipamento permite e o outro quando a base do equipamento, ao regressar à posição inicial, atinge a horizontal (Figura 37b).

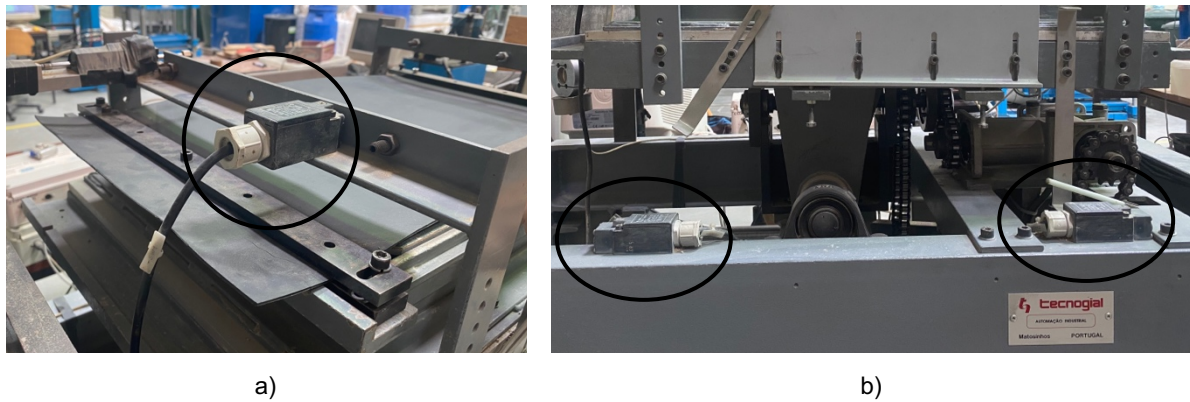


Figura 37 - Sensores: a) interruptor de disparo (quando o deslocamento da caixa superior é de 50 mm); b) dispositivos de segurança.

4.4.3. PROCEDIMENTOS ADOTADOS

Os procedimentos do ensaio de corte em plano inclinado encontram-se descritos na norma EN ISO 12957-2 [49]. A norma prevê duas metodologias de ensaio: (1) com a caixa inferior preenchida com solo e (2) com uma base rígida. De seguida descrevem-se os procedimentos usados nos ensaios realizados neste trabalho.

Antes de se iniciar os ensaios, procedeu-se à calibração do transdutor de deslocamentos, do inclinómetro e da célula de carga, verificou-se o funcionamento dos três sensores e a horizontalidade da base.

4.4.3.1. Procedimento 1

O procedimento 1 foi usado apenas para caracterizar a resistência ao corte do RCD em movimento de plano inclinado e corresponde à colocação de material de enchimento na caixa inferior e na caixa superior.

Neste procedimento, começou-se pelo enchimento da caixa inferior com o RCD. Para que a caixa ficasse totalmente preenchida, foram necessárias duas camadas com cerca de 4 cm de espessura. Este procedimento ficou concluído após o nivelamento e compactação do RCD. Na Figura 38 encontra-se ilustrado o aspeto final do RCD colocado na caixa inferior.

Depois de preparada a caixa inferior, seguiu-se a preparação da caixa superior. Foram colocadas duas camadas de 3 cm do RCD. Tal como na caixa inferior, de seguida procedeu-se ao nivelamento e compactação do RCD (Figura 39).

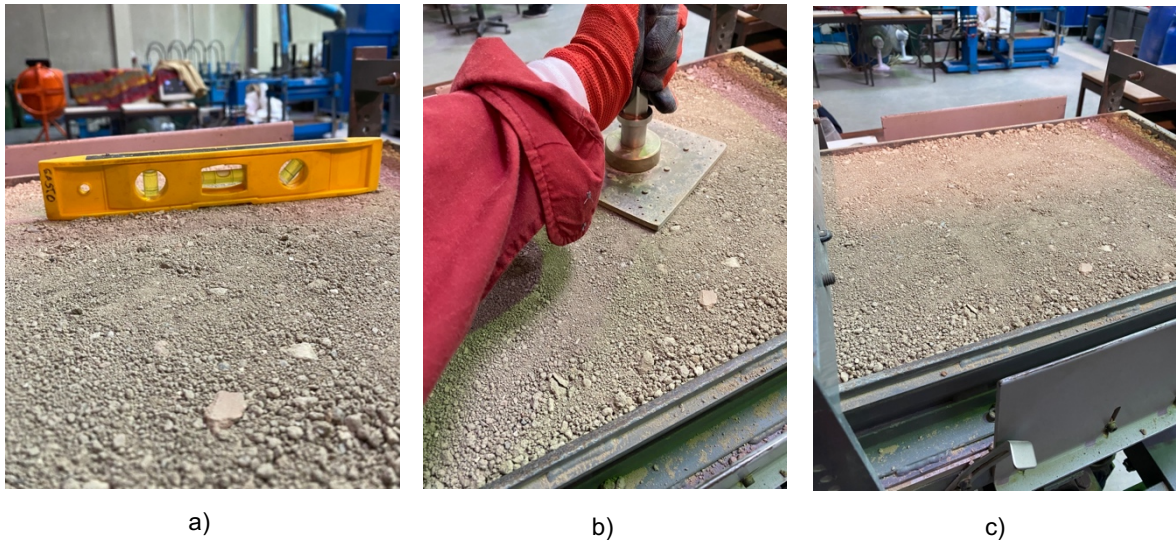


Figura 38 - RCD na caixa inferior: a) nivelamento; b) compactação; c) aspeto final.

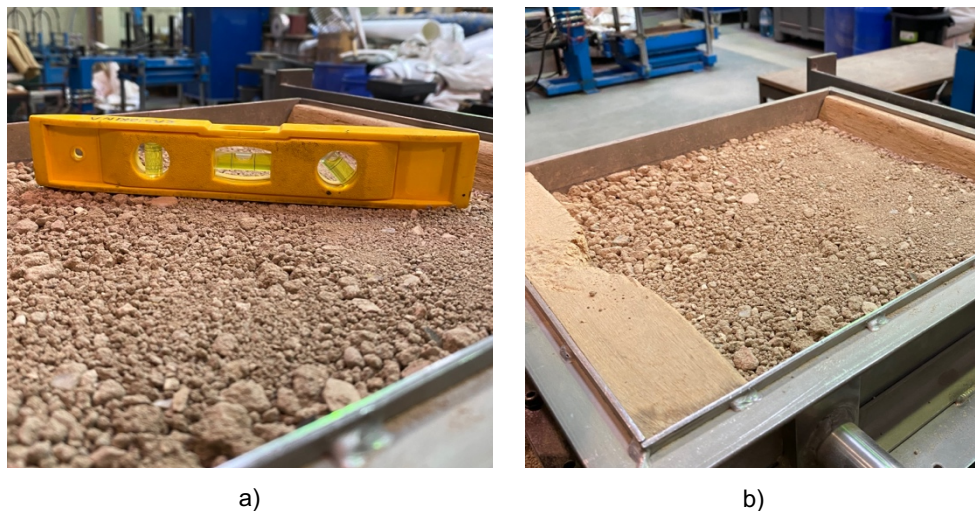


Figura 39 - RCD na caixa superior: a) nivelamento; b) aspeto final.

Após a preparação das caixas inferior e superior, foi colocada uma placa rígida no interior da caixa superior, onde foi colocado o pendural que permite dispor os pesos que conduzem às diferentes tensões verticais (Figura 36). Finalmente, escolheu-se a velocidade de ensaio do equipamento e colocou-se o transdutor de deslocamento encostado à caixa superior antes de se iniciar o ensaio.

4.4.3.2. Procedimento 2

O procedimento 2 foi usado para avaliar as interfaces GCD-RCD e GMB-GCD (com bloco de madeira e com RCD na caixa superior).

Para a realização dos ensaios de corte em plano inclinado para a interface GCD-RCD, começou-se pela fixação do GCD à caixa inferior, onde o geossintético é colocado sobre a base rígida (Figura 40). Durante a fixação do geossintético foi necessário garantir que este se encontrava esticado.

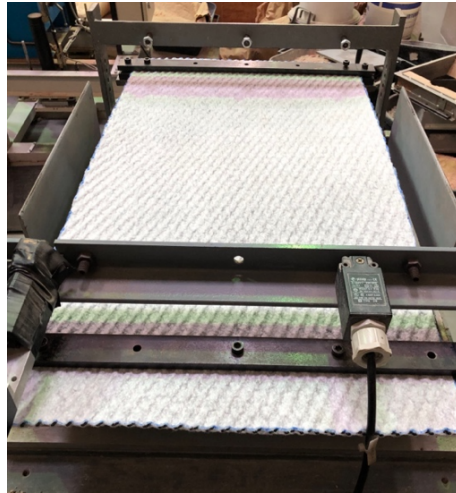


Figura 40 - Aspecto final da instalação do GCD sobre a base rígida.

Após a fixação do geossintético, procedeu-se ao preenchimento da caixa superior com o RCD como na metodologia 1 (Figura 39). Após a instalação do geossintético e da caixa superior, instalou-se a placa rígida e o pendural que permitiu a colocação do sistema de pesos. Antes de se iniciar o ensaio, verificou-se horizontalidade da superfície, a posição da caixa superior e confirmou-se que o aparelho se encontrava na velocidade de ensaio.

Para a interface GMB-GCD, os procedimentos começaram pela fixação da GMB à caixa inferior (Figura 41). De seguida, procedeu-se à fixação do GCD à caixa superior como ilustrado na Figura 42. Durante a colocação do geossintético, foi necessário assegurar que este ficou esticado.



Figura 41 - Aspecto final da instalação da GMB sobre a base rígida.

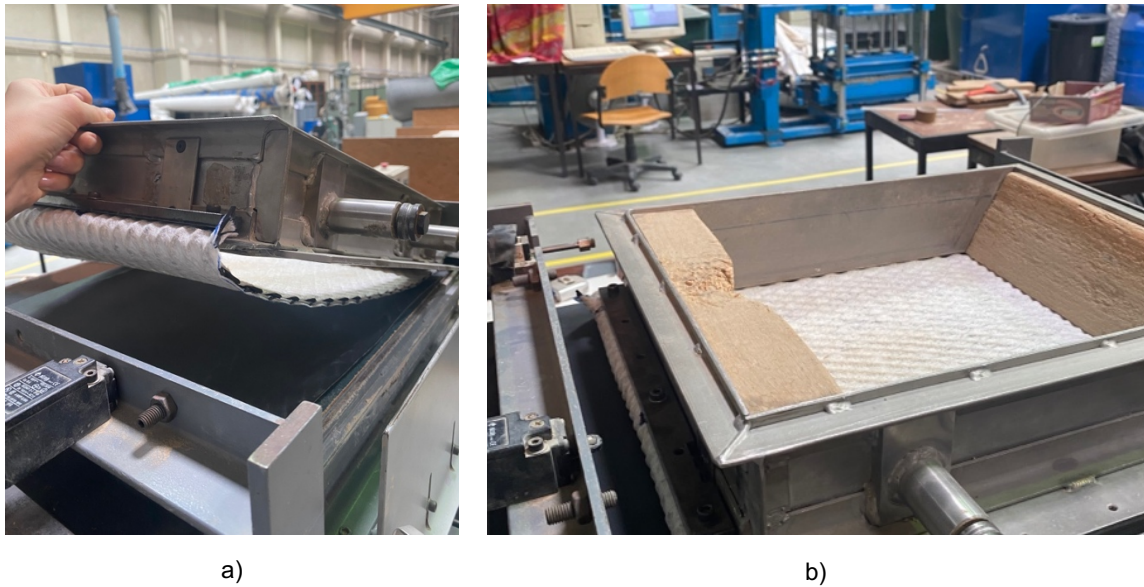


Figura 42 - Instalação do GCD na caixa superior: a) colocação da caixa superior sobre a GMB; b) aspeto final.

Posteriormente, foram realizados dois procedimentos distintos. O primeiro foi a caracterização da interface GMB-GCD com a caixa superior preenchida por um bloco de madeira (Figura 43). Mais tarde, avaliou-se a mesma interface com o RCD a substituir o bloco de madeira no interior da caixa superior, processo já explicado anteriormente (Figura 39).

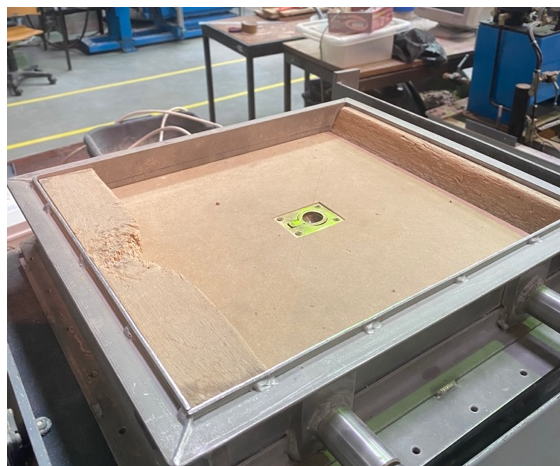


Figura 43 - Bloco de madeira no interior da caixa superior.

De seguida, colocou-se a placa rígida sobre o bloco de madeira no primeiro caso ou sobre o RCD no segundo. Tal como explicado nos procedimentos para as outras interfaces, foi colocado o pendural sobre a célula de carga e, posteriormente, o sistema de pesos. Antes da realização do ensaio, encostou-se o transdutor de deslocamento à caixa superior e verificou-se a velocidade.

5

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, apresenta-se os resultados, e respetiva discussão, dos ensaios de corte em plano inclinado para a resistência ao corte do RCD em plano inclinado, para a interface GCD-RCD e para a interface GMB-GCD. No último caso, a interface foi analisada colocando na caixa superior o RCD ou um bloco de madeira.

Tal como referido no capítulo anterior, o ensaio de corte em plano inclinado permite a determinação das características de atrito do RCD e de interfaces RCD-geossintético e geossintético-geossintético, quando estas estão sujeitas a tensões normais reduzidas. Os valores obtidos para a tensão normal e para a tensão de corte permitem a determinação do ângulo de atrito pelas abordagens mencionadas no capítulo anterior. Neste estudo, avaliou-se a resistência ao corte do RCD em plano inclinado e das interfaces GCD-RCD e GMB-GCD para tensões verticais (σ_v) de 5, 10 e 25 kPa. Para além disso, nos casos que envolvem RCD, foram avaliados o efeito do seu teor em água (W) e do seu grau de compactação (GC). É de salientar que o peso volúmico seco (γ_d) do RCD foi de 18,8 kN/m³ e que a área de contacto para a resistência ao corte do RCD (entre o RCD na caixa superior e o RCD na caixa inferior) e para as interfaces GCD-RCD e GMB-GCD foi de 0,09 m². Como mencionado no plano de trabalho apresentado no capítulo anterior, para cada condição experimental, repetiu-se o ensaio três vezes, tal como indicado na norma EN ISO 12957-2 [49].

5.2. RESISTÊNCIA AO CORTE DO RCD EM PLANO INCLINADO

Para avaliar a resistência ao corte do RCD, realizaram-se 36 ensaios para as diferentes tensões verticais (5, 10 e 25 kPa) e diferentes graus de compactação e teores em água do RCD.

5.2.1. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%

Na Figura 44 apresenta-se a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base, permitindo avaliar o comportamento do RCD em plano inclinado (quando o RCD se encontra seco e com um GC = 55%) para diferentes tensões verticais. Analisando as curvas deslocamento-inclinação, é possível identificar três fases no decorrer do ensaio. Na primeira fase, a caixa superior não apresenta deslocamentos com o aumento da inclinação. Na segunda fase, o aumento da inclinação provoca deslocamentos graduais da caixa superior. Na última fase, verifica-se um deslizamento brusco até se atingir os 50 mm e o ensaio terminar.

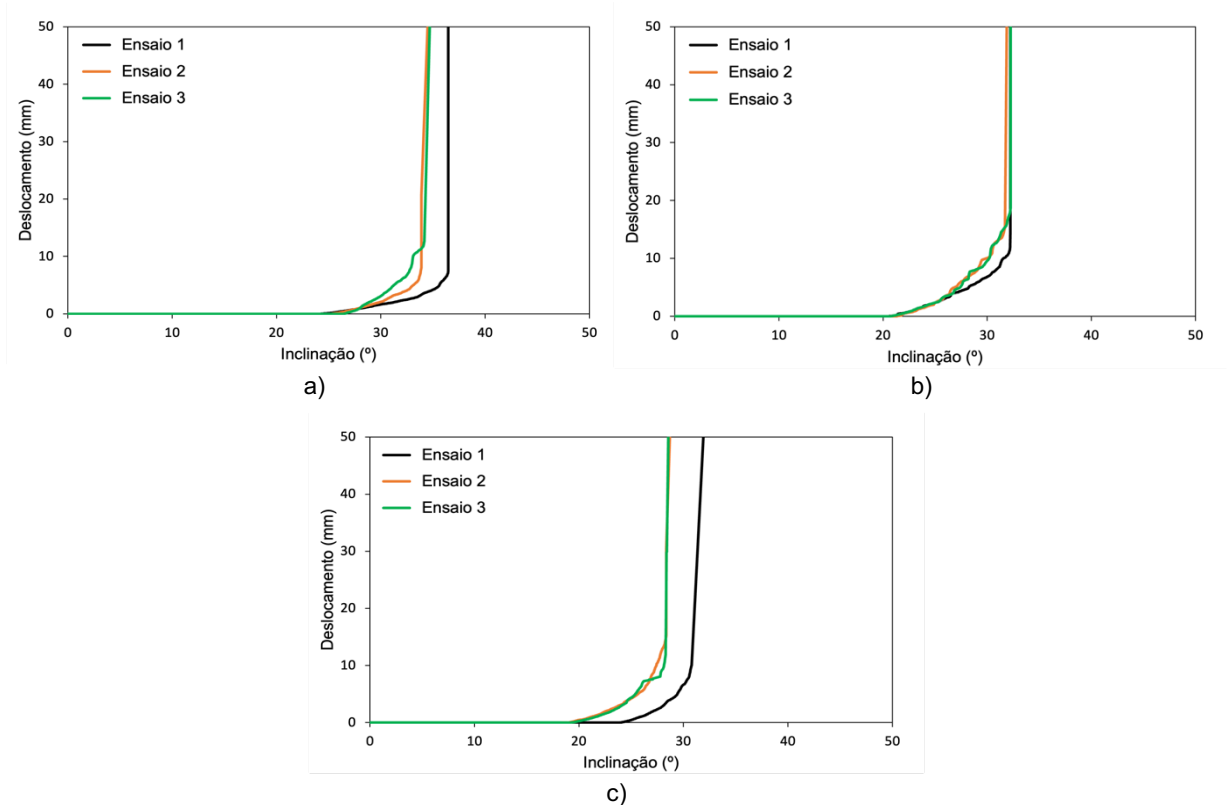


Figura 44 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Na Tabela 25 apresentam-se os ângulos de atrito, e respectivos coeficientes de variação, para o RCD em plano inclinado (RCD seco e GC = 55%), segundo a abordagem convencional. Na Figura 45, ilustra-se a curva envolvente de rotura estimada a partir do ensaio de corte em plano inclinado para a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura. A figura inclui os parâmetros de resistência ao corte, o ângulo de atrito, a coesão e o coeficiente de determinação.

Tabela 25 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ (°)	Média ϕ (°)
5	1	36,5	450	4,02	47,05	3,50	41,0	39,7 (2,9%)
	2	34,5	450	4,12	44,49	3,33	38,9	
	3	34,7	450	4,11	44,75	3,34	39,1	
10	1	32,2	900	8,46	41,55	5,79	34,4	34,3 (0,5%)
	2	31,9	900	8,49	41,17	5,74	34,1	
	3	32,2	900	8,46	41,55	5,79	34,4	
25	1	31,9	2250	21,22	41,17	13,67	32,8	30,6 (6,3%)
	2	28,7	2250	21,93	37,08	12,42	29,5	
	3	28,6	2250	21,95	36,95	12,38	29,4	

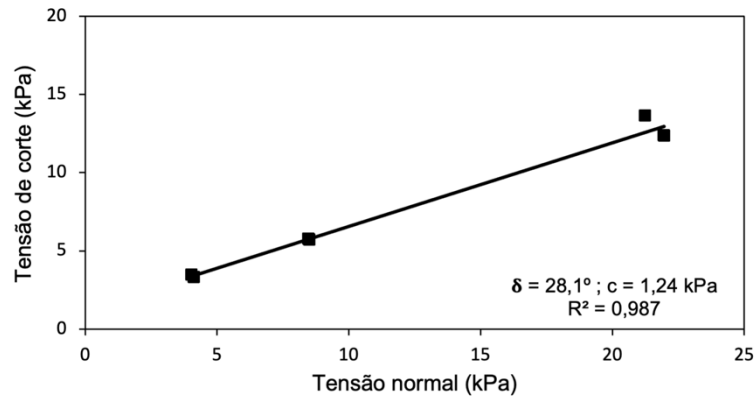


Figura 45 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 55%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.2.2. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%

A evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base (RCD seco e com GC = 70%) apresenta-se na Figura 46, para tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa. As curvas deslocamento-inclinação apresentam um comportamento semelhante às apresentadas anteriormente. Comparando os gráficos da Figura 44 e da Figura 46, verifica-se que o aumento do grau de compactação permitiu que se atingissem maiores ângulos de deslizamento.

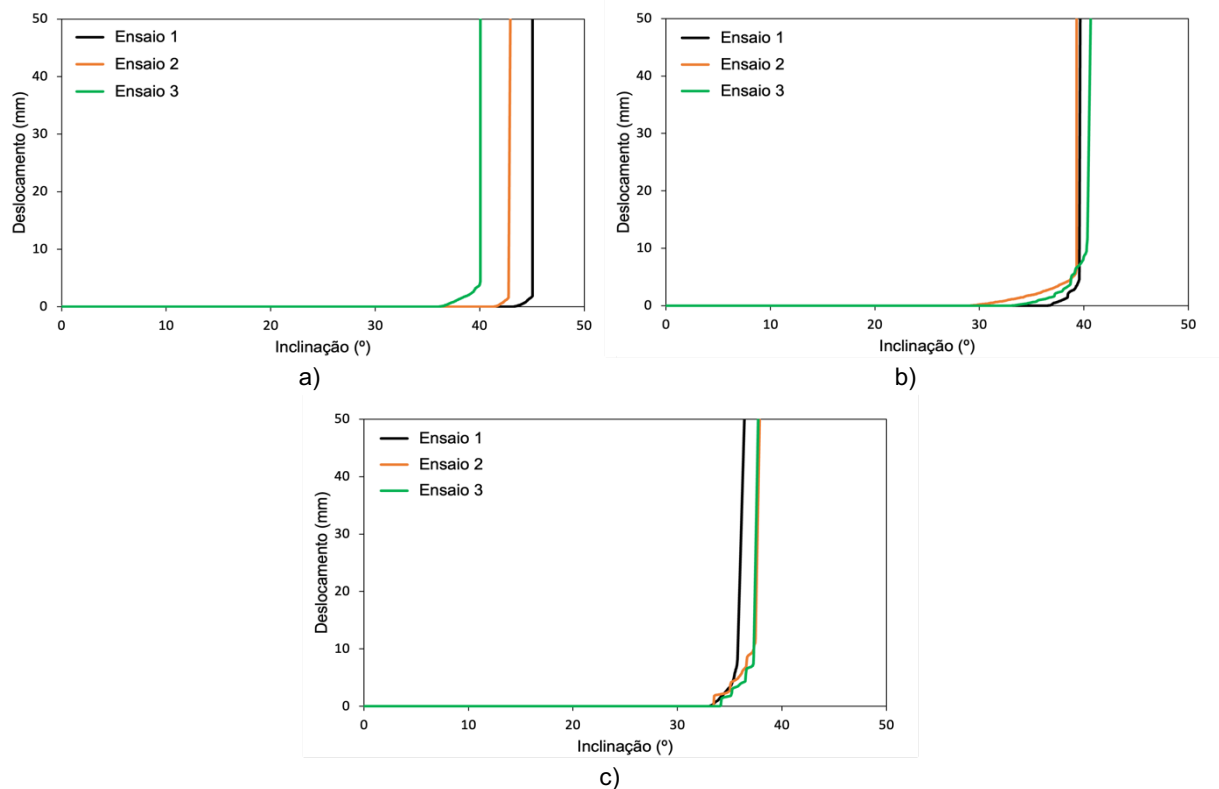


Figura 46 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco): a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$.

Os resultados obtidos no ensaio de corte em plano inclinado, tendo em conta a abordagem convencional, apresentam-se na Tabela 26. Na Figura 47, apresentam-se os resultados segundo a abordagem baseada na envolvente de rotura.

Tabela 26 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ (°)	Média ϕ (°)
5	1	45,0	450	3,54	57,91	4,18	49,8	47,4 (5,3%)
	2	42,9	450	3,66	55,22	4,02	47,6	
	3	40,1	450	3,82	51,65	3,79	44,8	
10	1	39,6	900	7,71	51,01	6,94	42,0	42,3 (1,8%)
	2	39,3	900	7,74	50,62	6,90	41,7	
	3	40,7	900	7,58	52,41	7,10	43,1	
25	1	36,4	2250	20,12	46,92	15,36	37,3	38,3 (2,2%)
	2	37,9	2250	19,73	48,84	15,90	38,9	
	3	37,7	2250	19,78	48,58	15,83	38,7	

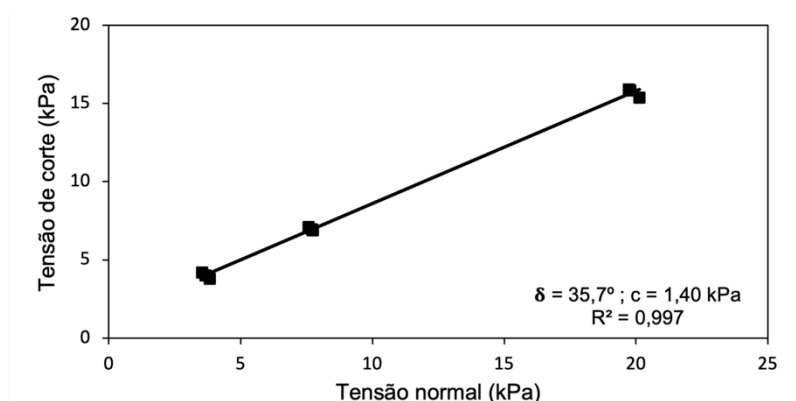


Figura 47 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 70%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.2.3. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%

A Figura 48 ilustra, para o RCD em plano inclinado, a variação do deslocamento da caixa superior à medida que a inclinação da base aumenta: situação em que o RCD apresentava um GC = 55% e um teor em água ótimo.

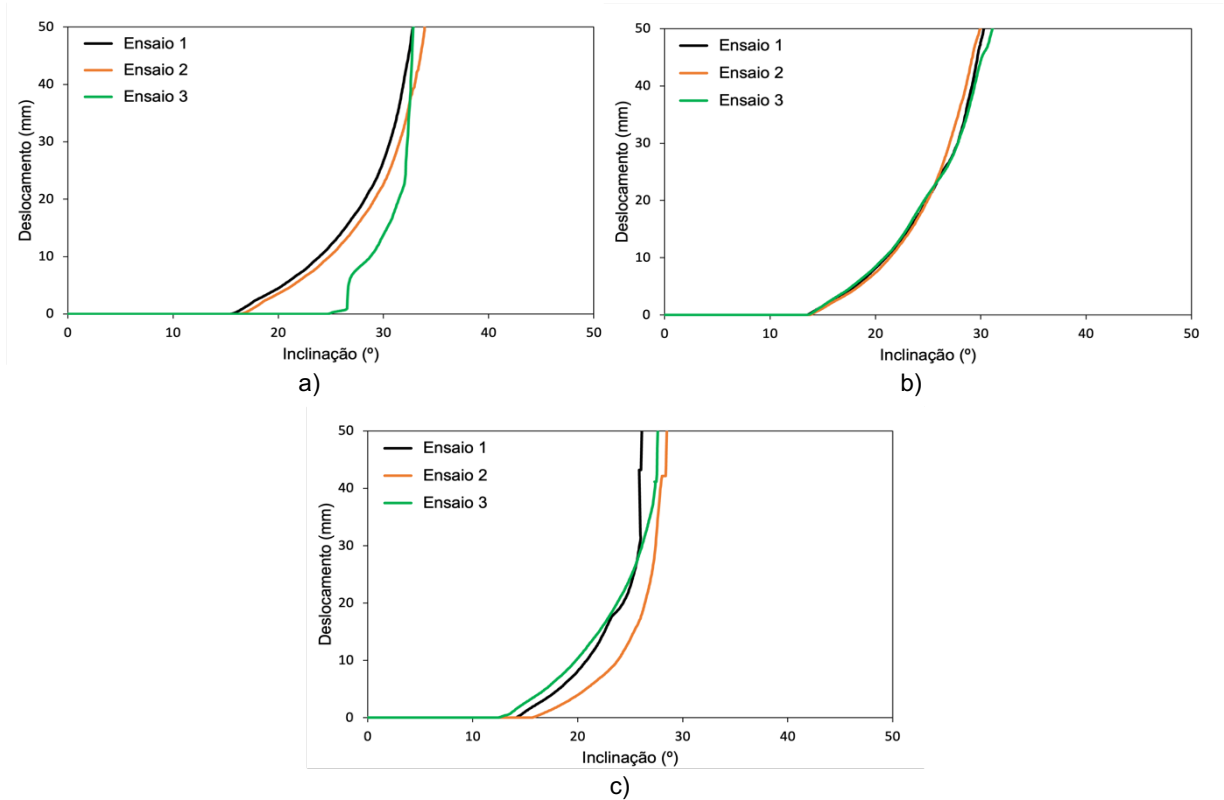


Figura 48 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5 \text{ kPa}$; b) $\sigma_v = 10 \text{ kPa}$; c) $\sigma_v = 25 \text{ kPa}$.

A partir da Figura 48, é possível observar que, quando o RCD apresentava um teor em água ótimo, o comportamento das curvas deslocamento-inclinação foi distinto quando comparado com o RCD seco (ver Figura 44 e Figura 46). Numa fase inicial, a caixa superior não sofreu deslizamentos com o aumento da inclinação. Na segunda fase, o aumento da inclinação provocou um deslizamento gradual da caixa superior até ser atingido os 50 mm. A determinação do ângulo de atrito (abordagem convencional) para o RCD com teor em água ótimo e GC = 55% encontra-se na Tabela 27. Os parâmetros de resistência ao corte, de acordo com segunda abordagem, encontram-se na Figura 49.

Tabela 27 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ (°)	Média ϕ (°)
5	1	32,8	450	4,20	42,32	3,18	37,1	37,5 (1,7%)
	2	33,9	450	4,15	43,72	3,27	38,3	
	3	32,9	450	4,20	42,45	3,19	37,2	
10	1	30,3	900	8,63	39,12	5,48	32,4	32,6 (1,9%)
	2	30,0	900	8,66	38,79	5,43	32,1	
	3	31,1	900	8,56	40,15	5,61	33,2	
25	1	26,1	2250	22,45	33,76	11,37	26,9	28,2 (4,4%)
	2	28,5	2250	21,97	36,82	12,34	29,3	
	3	27,6	2250	22,16	35,67	11,98	28,4	

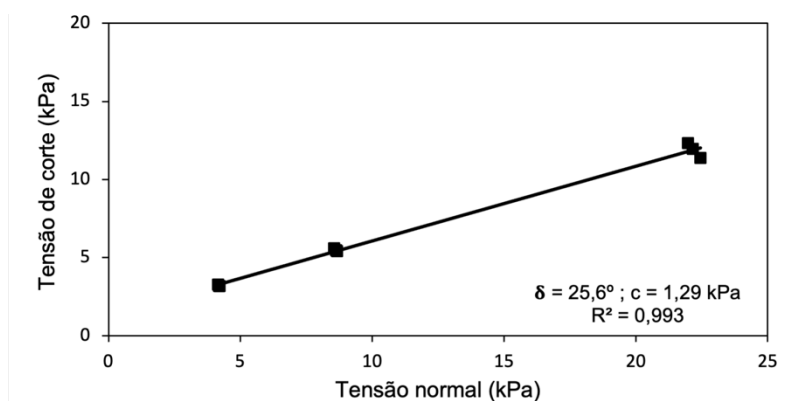


Figura 49 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.2.4. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%

Na Figura 50, apresentam-se as curvas deslocamento-inclinação para o RCD em plano inclinado, tendo em consideração o RCD com teor em água ótimo e um GC = 70%, para tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa. As curvas deslocamento-inclinação apresentaram um comportamento semelhante ao ilustrado anteriormente na Figura 48. No entanto, o aumento do grau de compactação do RCD originou ângulos de deslizamento superiores.

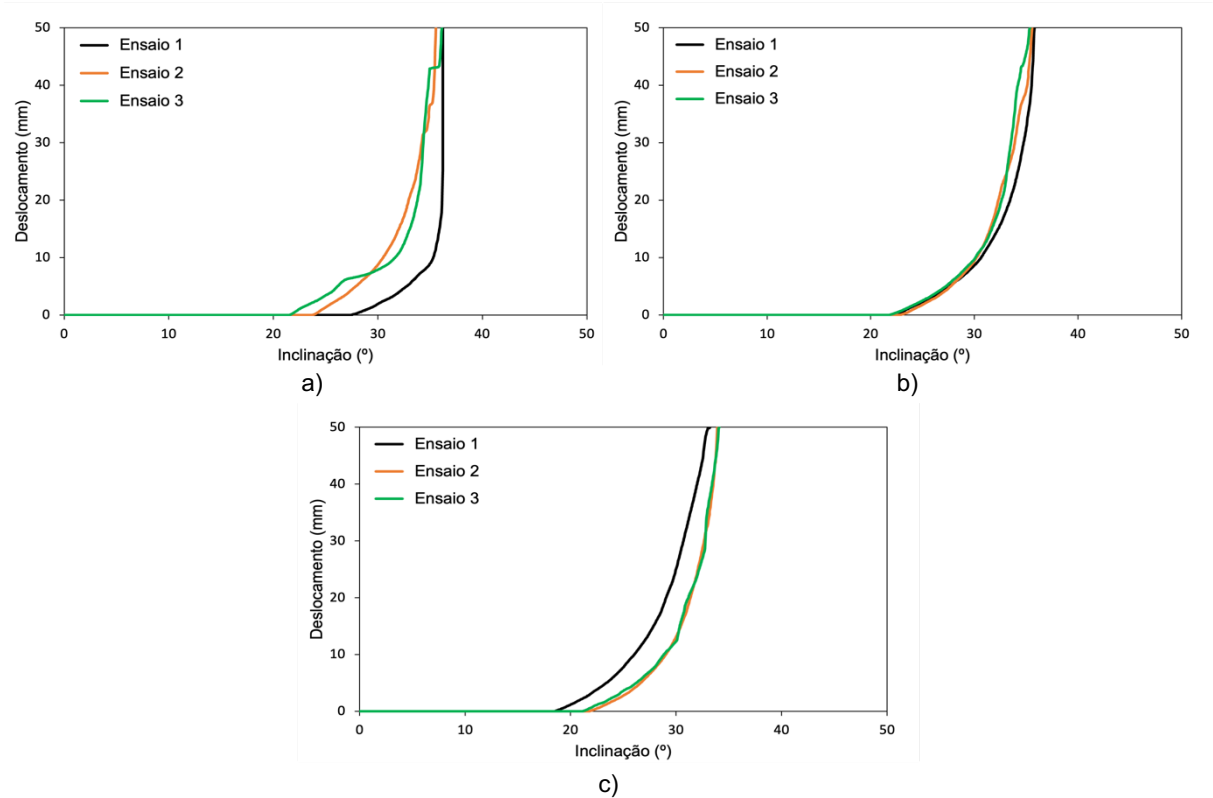


Figura 50 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para o RCD em plano inclinado (GC = 70%, Wót): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

A Tabela 28 apresenta os valores do ângulo de atrito, segundo a abordagem convencional, para a última condição experimental (GC = 70%, Wót). Os parâmetros de resistência ao corte, para a abordagem segundo a definição de envolvente de rotura, encontram-se na Figura 51.

Tabela 28 - Determinação do ângulo de atrito do RCD em plano inclinado (GC = 70%, Wót) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ (°)	Média ϕ (°)
5	1	36,2	450	4,03	46,66	3,47	40,7	40,5 (0,8%)
	2	35,6	450	4,07	45,90	3,42	40,1	
	3	35,4	450	4,04	46,54	3,46	40,6	
10	1	35,8	900	8,11	46,15	6,36	38,1	37,9 (0,5%)
	2	35,6	900	8,13	45,90	6,33	37,9	
	3	35,4	900	8,15	45,64	6,30	37,7	
25	1	33,2	2250	20,92	42,83	14,16	34,1	34,6 (1,4%)
	2	33,9	2250	20,75	43,72	14,43	34,8	
	3	34,1	2250	20,70	43,98	14,50	35,0	

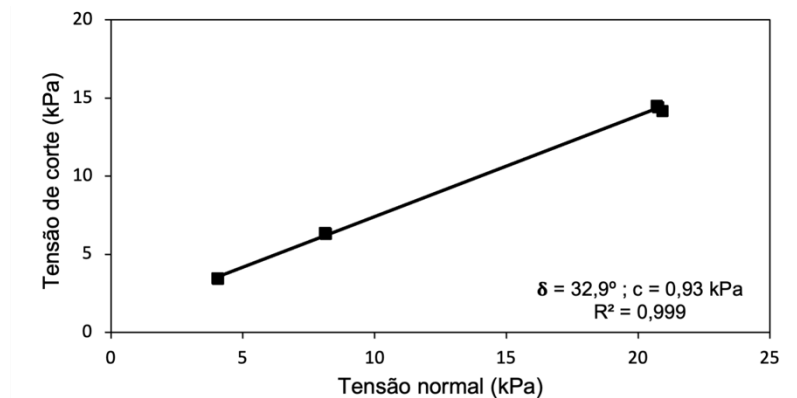


Figura 51 - Parâmetros de resistência ao corte do RCD em plano inclinado (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.2.5. RESUMO COMPARATIVO

Na Tabela 29 apresentam-se os valores médios do ângulo de atrito e respetivos coeficientes de variação para as tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa (abordagem convencional) e os parâmetros de resistência ao corte, nomeadamente o ângulo de atrito, a coesão do RCD e respetivos coeficientes de determinação (abordagem baseada na definição da envolvente de rotura).

Tabela 29 - Valores do ângulo de atrito do RCD.

GC (%)	W	Tensão vertical (kPa)			Parâmetros de resistência		
		5	10	25	δ (°)	c (kPa)	R^2
55	Seco	Média ϕ (°) 39,7 (2,9%)	Média ϕ (°) 34,3 (0,5%)	Média ϕ (°) 30,6 (6,3%)	28,1	1,24	0,987
	$W_{ót}$	37,5 (1,7%)	32,6 (1,9%)	28,2 (4,4%)	25,6	1,29	0,993
70	Seco	47,4 (5,3%)	42,3 (1,8%)	38,3 (2,2%)	35,7	1,40	0,997
	$W_{ót}$	40,5 (0,8%)	37,9 (0,5%)	34,6 (1,4%)	32,9	0,93	0,999

De acordo com a tabela anterior, pode-se concluir que os valores do ângulo de atrito, considerando a abordagem convencional, apresentam valores superiores relativamente à abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

Os dados obtidos pela abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, relativos à parcela de resistência ao corte associada à coesão, apresentam valores muito baixos (entre 0,93 kPa e 1,40 kPa) e sem significado físico. A influência dos parâmetros de ensaio, nomeadamente a tensão vertical, o teor em água e o grau de compactação do RCD, no ângulo de atrito será discutido no subcapítulo 5.5.

5.3. INTERFACE GCD-RCD

Após a avaliação do comportamento do RCD em plano inclinado, realizaram-se 38 ensaios para a interface GCD-RCD para diferentes graus de compactação, teor em água do RCD e tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa.

5.3.1. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%

Na Figura 52 apresentam-se as curvas deslocamento-inclinação para a interface GCD-RCD, considerando o RCD seco e com GC = 55%. Comparando as curvas deslocamento-inclinação da interface GCD-RCD com a resistência ao corte do RCD (nas mesmas condições), observa-se que o comportamento é bastante similar.

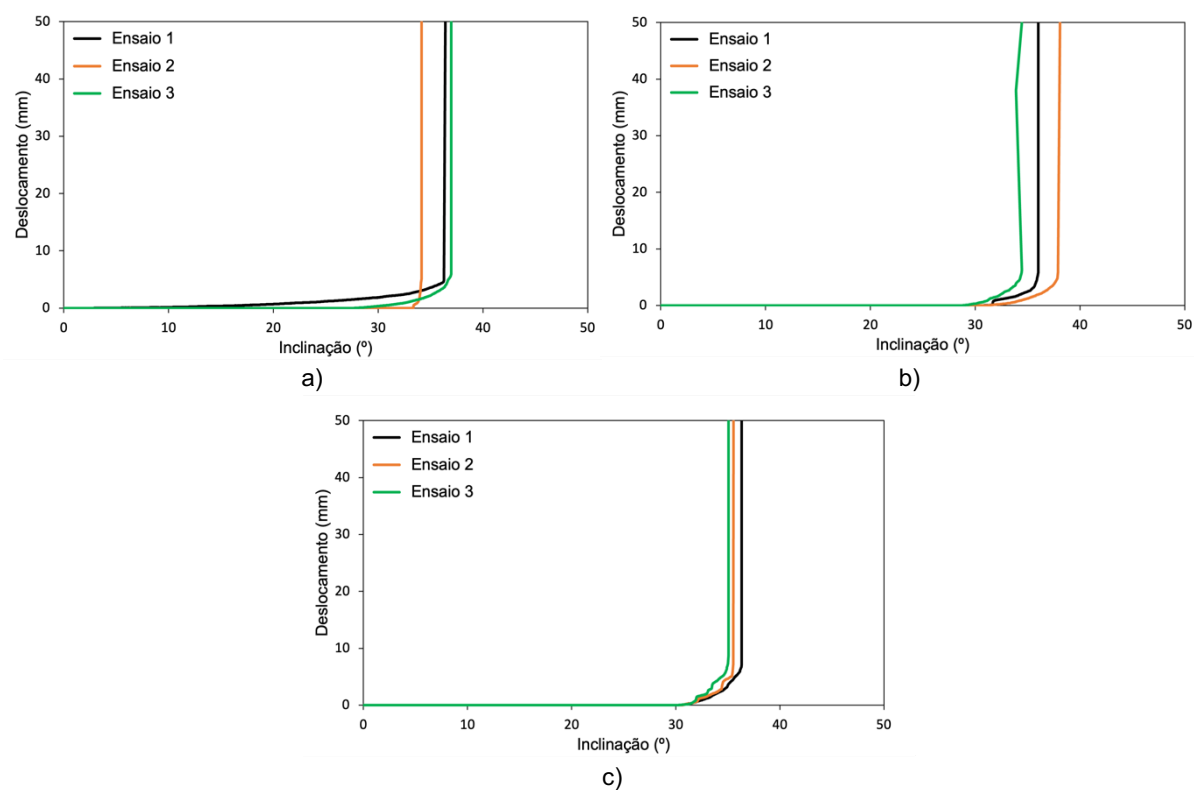


Figura 52 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 55%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Na Tabela 30, apresenta-se a determinação do ângulo de atrito, e respectivos coeficientes de variação, para a interface GCD-RCD (RCD seco e GC = 55%), segundo a abordagem convencional, para tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa.

Tabela 30 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD
(GC = 55%, seco) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{sg} (°)	Média ϕ_{sg} (°)
5	1	36,4	450	4,02	46,92	3,49	40,9	40,4 (3,9%)
	2	34,2	450	4,14	44,11	3,30	38,6	
	3	37,0	450	3,99	47,69	3,54	41,5	
10	1	36,0	900	8,09	46,41	6,39	38,3	38,5 (4,6%)
	2	37,9	900	7,89	48,84	6,69	40,3	
	3	34,5	900	8,24	44,49	6,16	36,8	
25	1	36,4	2250	20,12	46,92	15,36	37,3	36,6 (1,8%)
	2	35,6	2250	20,33	45,90	15,06	36,5	
	3	35,1	2250	20,45	45,26	14,88	36,9	

Relativamente à abordagem segundo a definição de envolvente de rotura, apresenta-se na Figura 53 os parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (RCD seco e com grau de compactação de 55%).

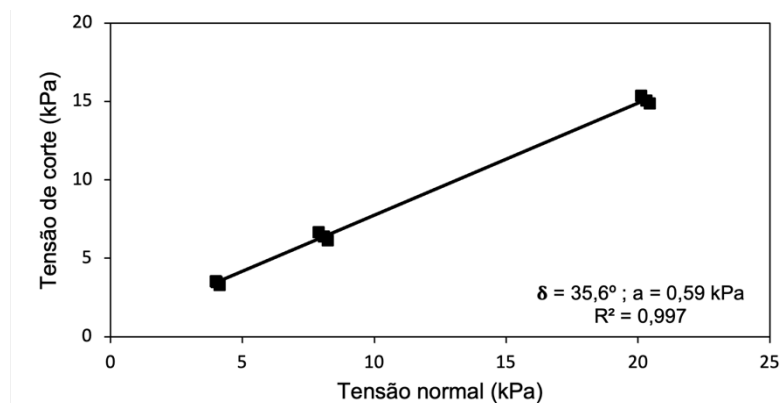


Figura 53 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 55%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.3.2. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%

As curvas deslocamento-inclinação relativas à interface GCD-RCD, considerando o RCD seco e com grau de compactação de 70%, apresentam-se na Figura 54. As curvas deslocamento-inclinação apresentam um comportamento semelhante às apresentadas anteriormente na Figura 52.

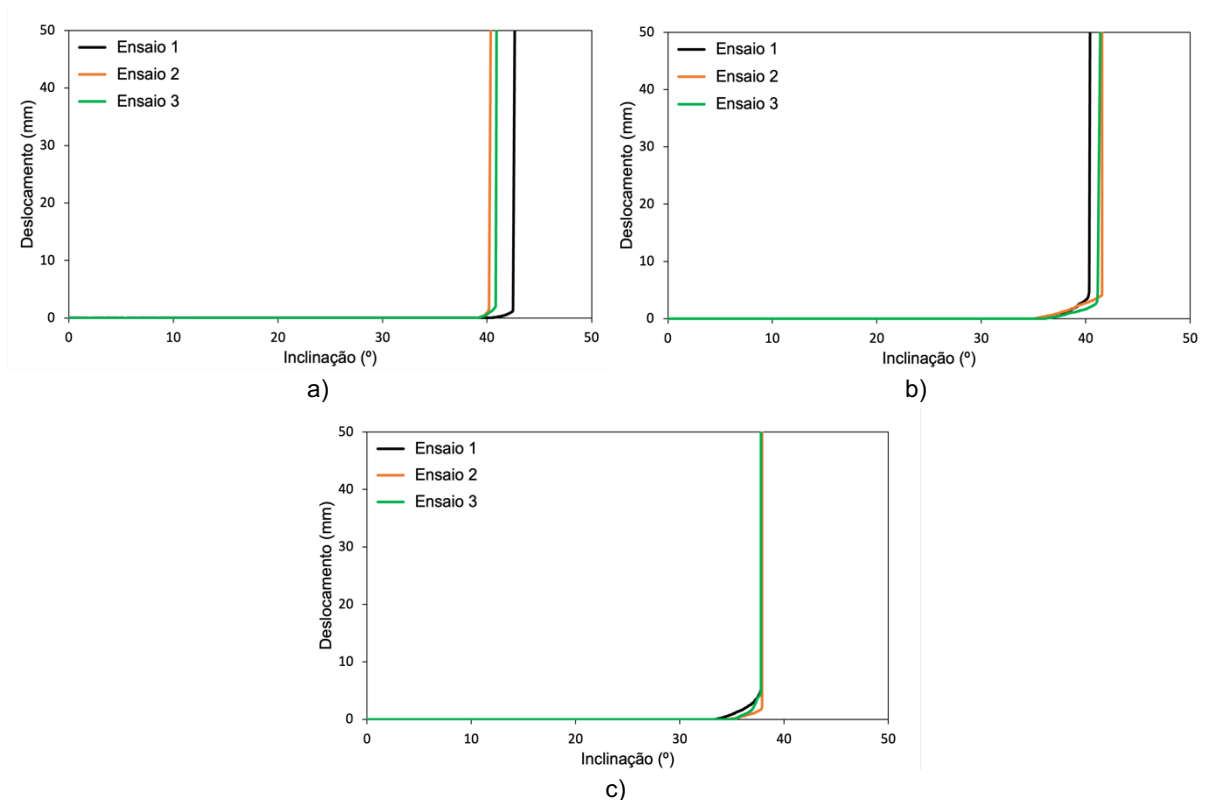


Figura 54 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 70%, seco): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Na Tabela 31 e na Figura 55, apresentam-se os valores dos ângulos de atrito relativos à interface GCD-RCD, usando o RCD seco e com GC = 70% (abordagem convencional e abordagem baseada na definição de envolvente de rotura, respetivamente).

Tabela 31 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 70%, seco) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{sg} (°)	Média ϕ_{sg} (°)
5	1	42,7	450	3,67	54,97	4,00	47,4	46,0 (2,8%)
	2	40,3	450	3,81	51,90	3,81	45,0	
	3	40,9	450	3,78	52,67	3,86	45,6	
10	1	40,4	900	7,62	52,03	7,06	42,8	43,8 (1,5%)
	2	41,6	900	7,48	53,56	7,23	44,1	
	3	41,4	900	7,50	53,31	7,21	43,8	
25	1	37,8	2250	19,75	46,92	15,86	38,8	38,8 (0,2%)
	2	37,9	2250	19,73	45,90	15,90	38,9	
	3	37,8	2250	19,75	45,26	15,86	38,8	

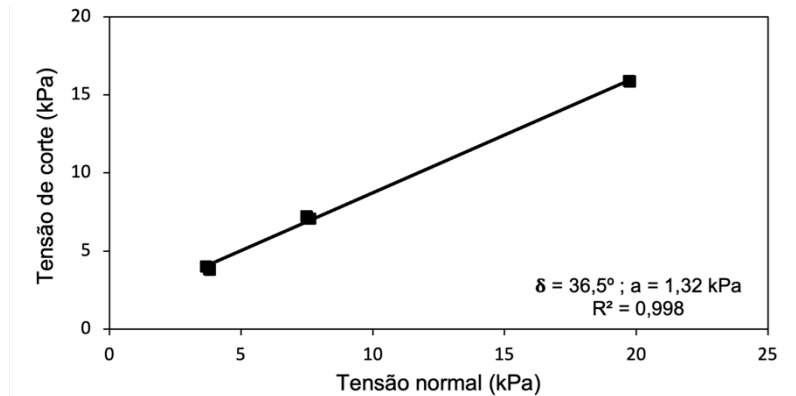


Figura 55 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 70%, seco) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.3.3. RCD SECO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 80%

No plano de trabalho original, os graus de compactação do RCD considerados para os ensaios de corte em plano inclinado eram de 55% e 80%. Nessa perspectiva, foram realizados dois ensaios, para uma tensão vertical de 5 kPa, com o RCD seco e GC = 80%. Contudo, não ocorreu o deslizamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base em nenhum desses ensaios. Sabendo que a inclinação máxima do equipamento é de cerca de 45°, é possível concluir que o ângulo de deslizamento para um grau de compactação de 80% será superior. As curvas da evolução do deslocamento da caixa superior e da inclinação da base relativamente ao tempo decorrido encontram-se na Figura 56 (ensaio 1) e na Figura 57 (ensaio 2). Com base nestes resultados, reduziu-se o grau de compactação do RCD de 80% para 70%.

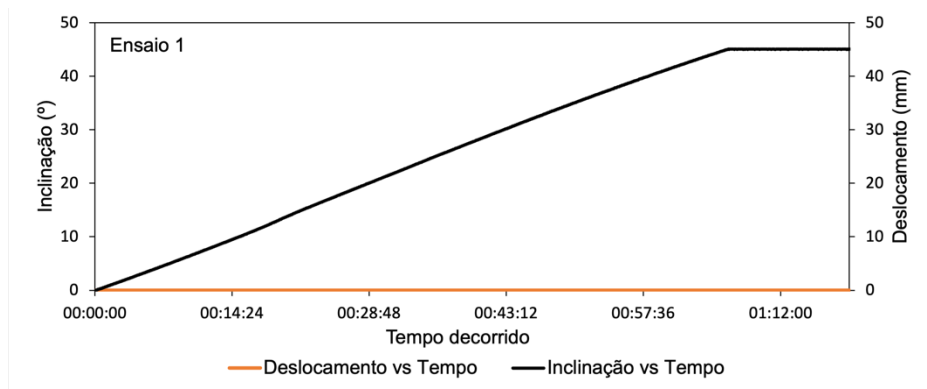


Figura 56 - Evolução do deslocamento e da inclinação com o tempo decorrido para a interface GCD-RCD (GC = 80%, seco) para $\sigma_v = 5$ kPa - Ensaio 1.

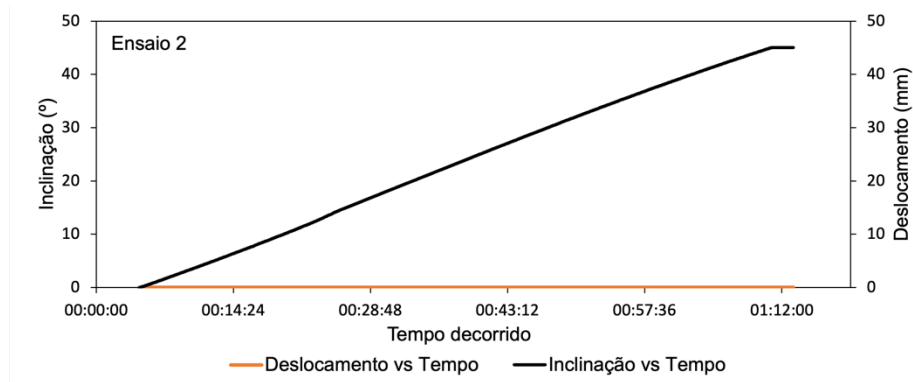


Figura 57 - Evolução do deslocamento e da inclinação com o tempo decorrido para a interface GCD-RCD (GC = 80%, seco) para $\sigma_v = 5$ kPa - Ensaio 2.

5.3.4. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 55%

As curvas deslocamento-inclinação obtidas para a interface GCD-RCD, considerando o RCD com teor em água ótimo e $GC = 55\%$, apresentam-se na Figura 58. É possível observar que, numa fase inicial, a caixa superior não apresentou deslizamentos com o aumento da inclinação. Com o aumento da inclinação da base do equipamento, a caixa superior sofreu deslizamentos graduais até atingir os 50 mm. Este comportamento também se observou na resistência ao corte do RCD, quando este foi usado com o mesmo teor em água e grau de compactação.

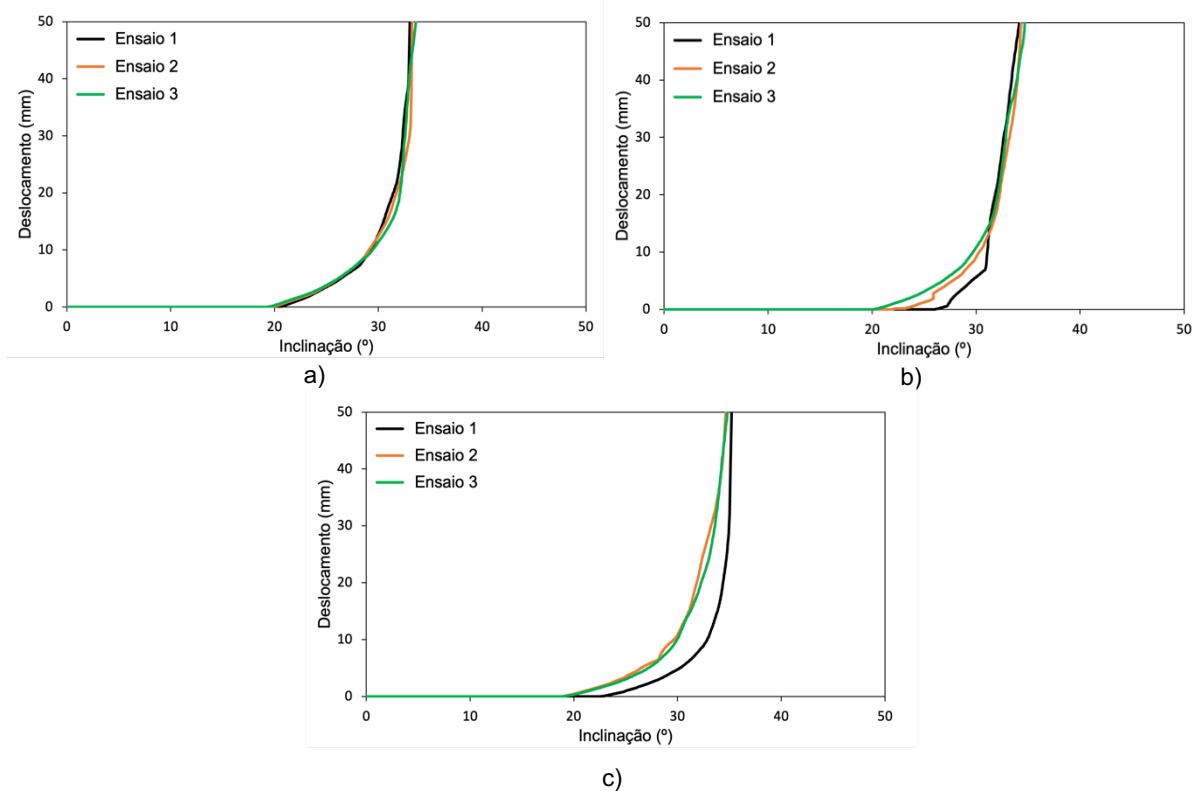


Figura 58 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD ($GC = 55\%$, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Os resultados segundo a abordagem convencional relativos à interface GCD-RCD, quando o RCD possui um teor de água ótimo e um grau de compactação de 55%, apresentam-se na Tabela 32. Os parâmetros de resistência ao corte relativos à abordagem segundo a definição da envolvente de rotura ilustram-se na Figura 59.

Tabela 32 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD
(GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{sg} (°)	Média ϕ_{sg} (°)
5	1	33,0	450	4,19	42,57	3,20	37,3	37,6 (0,9%)
	2	33,3	450	4,18	42,96	3,22	37,6	
	3	33,6	450	4,16	43,34	3,25	38,0	
10	1	34,2	900	8,27	44,11	6,11	36,5	36,7 (0,7%)
	2	34,3	900	8,26	44,24	6,13	36,6	
	3	34,7	900	8,22	44,75	6,19	37,0	
25	1	35,2	2250	20,43	45,39	14,92	36,1	35,8 (0,9%)
	2	34,6	2250	20,58	44,62	14,69	35,5	
	3	34,8	2250	20,53	44,87	14,77	35,7	

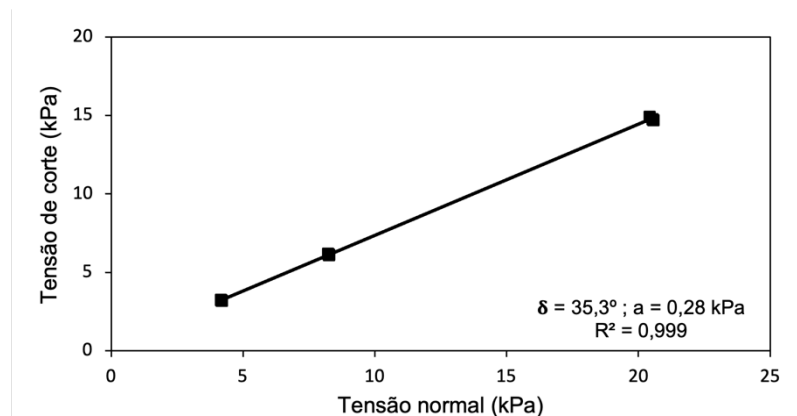


Figura 59 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 55%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.3.5. RCD COM TEOR EM ÁGUA ÓTIMO E GRAU DE COMPACTAÇÃO DE 70%

A evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base para a última condição experimental da interface GCD-RCD (RCD com teor em água ótimo e com um grau de compactação de 70%) ilustra-se na Figura 60. As curvas deslocamento-inclinação são similares às apresentadas anteriormente para um grau de compactação de 55% (ver Figura 58).

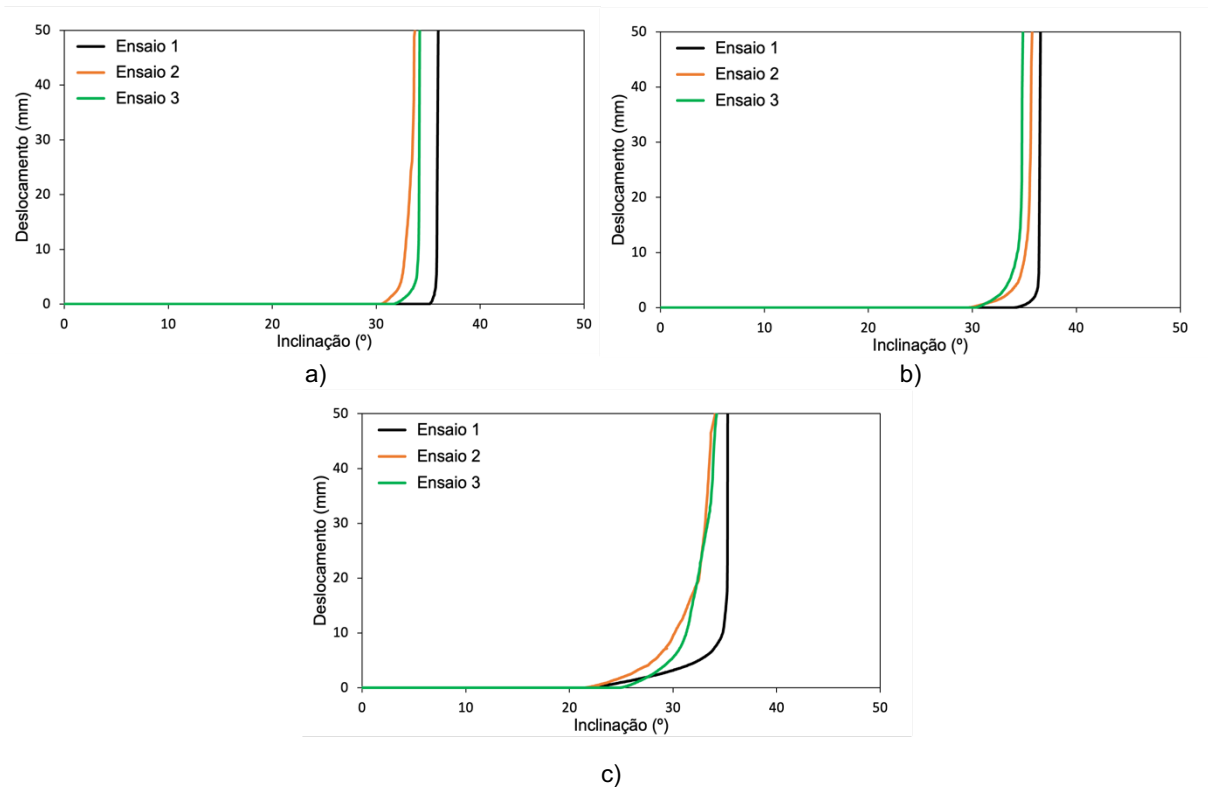


Figura 60 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$): a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Os resultados relativos à interface GCD-RCD, considerando o RCD com grau de compactação de 70% e com teor em água ótimo, apresentam-se na Tabela 33 segundo a abordagem convencional e na Figura 61 segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

Tabela 33 - Determinação do ângulo de atrito da interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{sg} (°)	Média ϕ_{sg} (°)
5	1	36,0	450	4,05	46,41	3,45	40,5	39,1 (3,3%)
	2	33,7	450	4,16	43,47	3,26	38,1	
	3	34,2	450	4,14	44,11	3,30	38,6	
10	1	36,6	900	8,03	47,17	6,49	38,9	38,1 (2,3%)
	2	35,8	900	8,11	46,15	6,36	38,1	
	3	34,9	900	8,20	45,00	6,22	37,2	
25	1	35,3	2250	20,40	45,51	14,95	36,2	35,4 (2,0%)
	2	34,0	2250	20,73	43,85	14,47	34,9	
	3	34,2	2250	20,68	44,11	14,54	35,1	

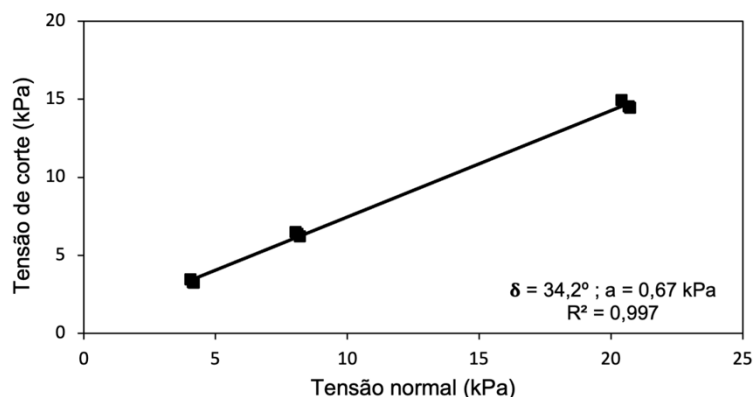


Figura 61 - Parâmetros de resistência ao corte da interface GCD-RCD (GC = 70%, $W_{ót}$) segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

5.3.6. RESUMO COMPARATIVO

Na Tabela 34 apresentam-se os valores médios do ângulo de atrito, e respetivos coeficientes de variação, da interface GCD-RCD segundo a abordagem convencional e os parâmetros de resistência ao corte segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura.

Tabela 34 - Valores do ângulo de atrito da interface GCD-RCD.

GC (%)	W	Tensão vertical (kPa)			Parâmetros de resistência		
		5	10	25	δ (°)	a (kPa)	R^2
55	Seco	Média ϕ_{sg} (°) 40,4 (3,9%)	Média ϕ_{sg} (°) 38,5 (4,6%)	Média ϕ_{sg} (°) 36,6 (1,8%)	35,6	0,59	0,997
	$W_{ót}$	37,6 (0,9%)	36,7 (0,7%)	28,2 (0,9%)	35,3	0,28	0,999
70	Seco	46,0 (2,8%)	43,6 (1,5%)	38,8 (0,2%)	36,5	1,32	0,998
	$W_{ót}$	39,1 (3,3%)	38,1 (2,3%)	35,4 (2,0%)	34,2	0,67	0,997

A Tabela 34 mostra que os valores dos ângulos de atrito determinados pela abordagem convencional foram superiores aos obtidos pela segunda abordagem, tal como aconteceu na resistência ao corte do RCD em plano inclinado. Na abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, os valores dos ângulos de atrito não apresentaram grandes variações entre as diferentes condições experimentais. Relativamente à parcela da adesão, os valores são muito pequenos, não tendo significado físico.

5.4. INTERFACE GMB-GCD

5.4.1. ENSAIOS COM BLOCO DE MADEIRA NA CAIXA SUPERIOR

Para avaliar a interface GMB-GCD com um bloco de madeira no interior da caixa superior, realizaram-se nove ensaios, três para cada tensão vertical (5, 10 e 25 kPa). Na Figura 62, comparam-se os resultados da variação do deslocamento da caixa superior com a inclinação da base para a interface GMB-GCD. É possível observar que o aumento da inclinação, numa fase inicial, não provocou deslizamentos na caixa superior. Para a tensão vertical de 5 kPa, com o aumento da inclinação da base do equipamento, a caixa superior sofreu um deslizamento brusco até atingir os 50 mm. Para tensões verticais de 10 kPa e de 25

kPa, a caixa superior sofreu deslizamentos graduais até certa inclinação, onde o deslizamento se torna brusco até atingir o deslizamento máximo.

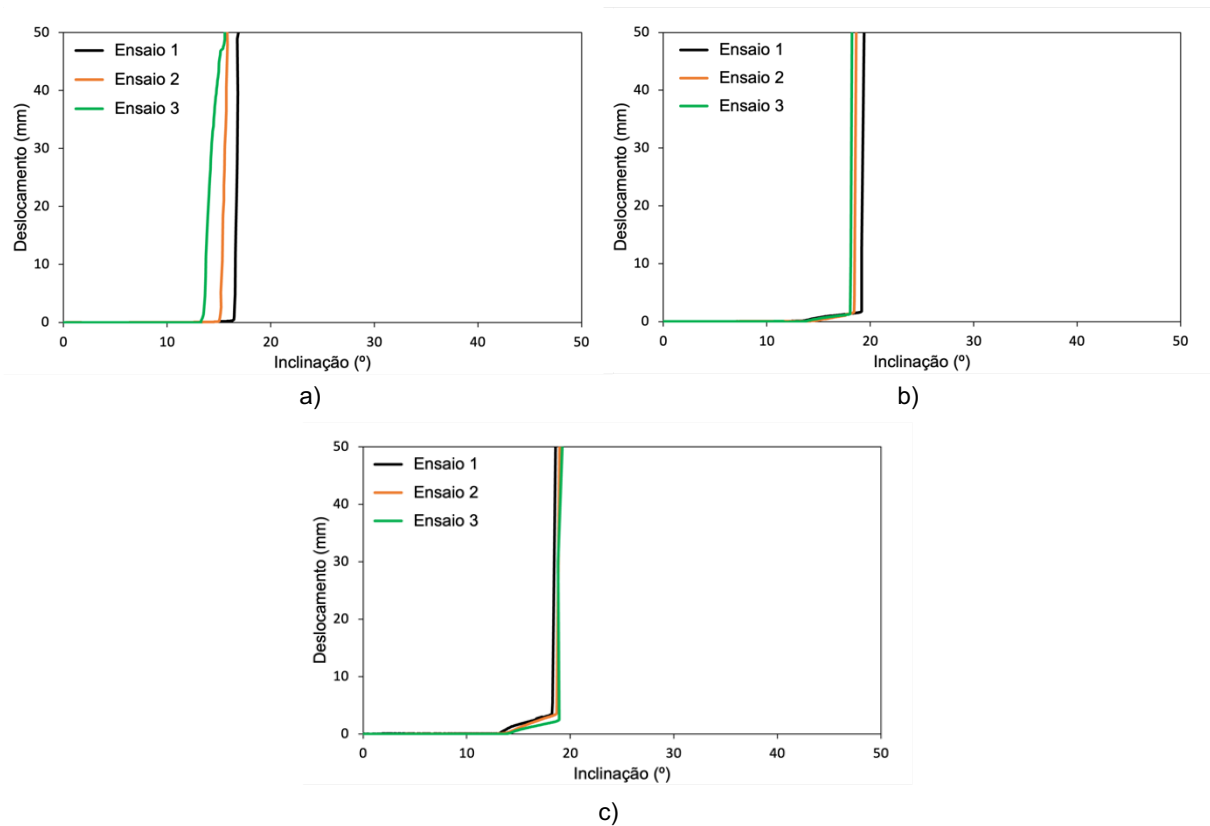


Figura 62 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GMB-GCD (bloco de madeira) a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

Na Tabela 35, apresentam-se os resultados da determinação dos ângulos de atrito, e respectivos coeficientes de variação, para a interface GMB-GCD (bloco de madeira) segundo a abordagem convencional. Para a interface GMB-GCD com bloco de madeira na caixa superior, apenas se determinou os ângulos de atrito através da abordagem convencional. Como a interface em causa não envolve RCD, não foi necessário ter em conta a parcela da resistência ao corte relativo à adesão ou à coesão do RCD.

Tabela 35 - Determinação do ângulo de atrito da interface GMB-GCD (bloco de madeira) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{gg} (°)	Média ϕ_{gg} (°)
5	1	16,9	450	4,78	22,00	1,70	19,5	18,6 (4,3%)
	2	15,8	450	4,81	20,62	1,59	18,3	
	3	15,6	450	4,82	20,32	1,57	18,0	
10	1	19,4	900	9,43	25,21	3,60	20,9	20,2 (3,2%)
	2	18,6	900	9,48	24,24	3,47	20,1	
	3	18,2	900	9,50	23,66	3,39	19,6	
25	1	18,6	2250	23,70	24,16	8,24	19,2	19,5 (1,7%)
	2	19,0	2250	23,64	24,67	8,41	19,6	
	3	19,2	2250	23,61	24,98	8,51	19,8	

5.4.2. ENSAIOS COM RCD NA CAIXA SUPERIOR

Para a interface GMB-GCD, realizaram-se também ensaios com o RCD seco e com GC = 70% na caixa superior (em substituição do bloco de madeira). Realizaram-se três ensaios para cada tensão vertical. A Figura 63 mostra a variação do deslocamento da caixa superior com a inclinação da base para a interface GMB-GCD (RCD).

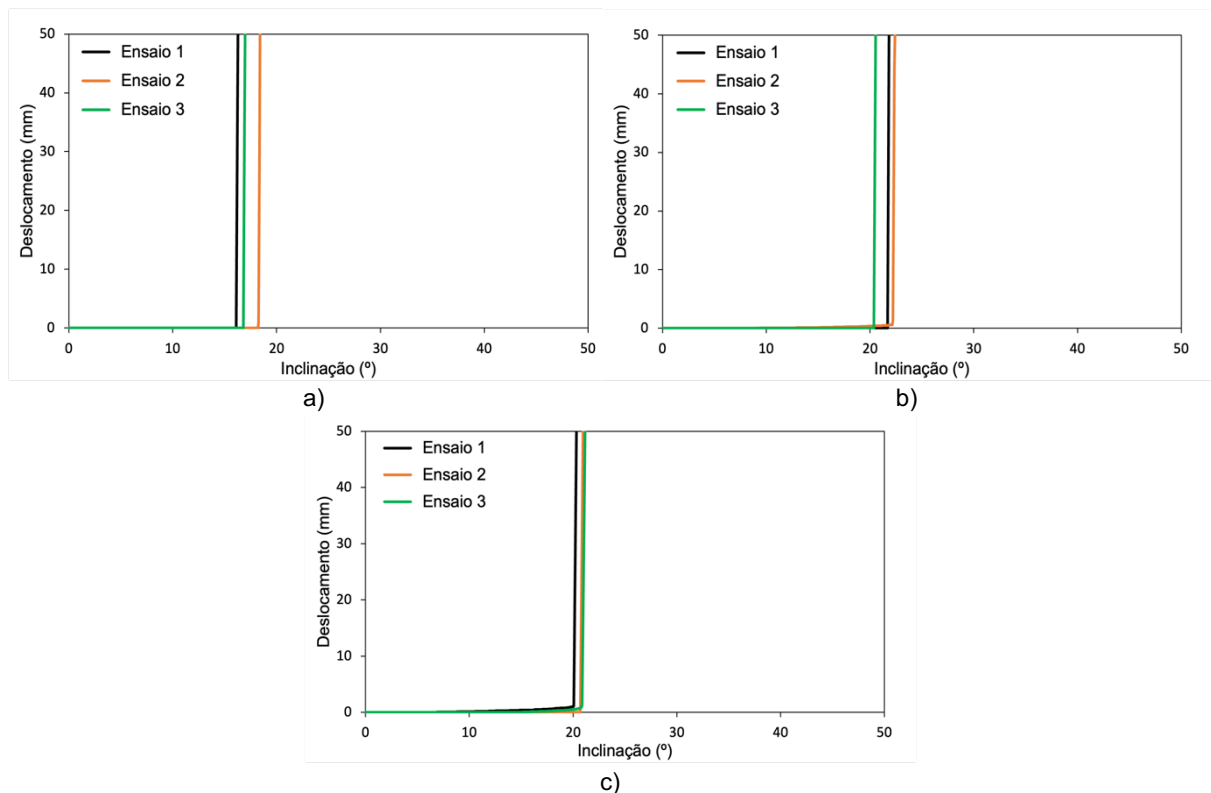


Figura 63 - Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação para a interface GMB-GCD (RCD seco e GC = 70%) a) $\sigma_v = 5$ kPa; b) $\sigma_v = 10$ kPa; c) $\sigma_v = 25$ kPa.

A Tabela 36 apresenta os resultados relativos à abordagem convencional para a determinação dos ângulos de atrito. Tal como no subcapítulo 5.4.1., os valores dos ângulos de atrito segundo a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura não foram determinados.

Tabela 36 - Determinação do ângulo de atrito da interface GMB-GCD (RCD seco e GC = 70%) segundo a abordagem convencional.

σ_v (kPa)	Ensaio	β (°)	F_v (N)	σ_n (kPa)	$f(\beta)$ (N)	τ (kPa)	ϕ_{gg} (°)	Média ϕ_{gg} (°)
5	1	16,3	450	4,80	21,24	1,64	18,9	19,9 (6,1%)
	2	18,4	450	4,74	23,92	1,84	21,2	
	3	17,0	450	4,78	22,13	1,71	19,7	
10	1	21,8	900	9,28	28,26	4,03	23,5	23,2 (4,2%)
	2	22,4	900	9,25	29,03	4,13	24,1	
	3	20,6	900	9,36	26,73	3,82	22,2	
25	1	20,3	2250	23,45	26,35	8,97	20,9	21,5 (2,3%)
	2	21,0	2250	23,34	27,24	9,26	21,6	
	3	21,2	2250	23,31	27,50	9,26	21,8	

5.5. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE ENSAIO

5.5.1. TENSÃO VERTICAL

No presente subcapítulo pretende-se avaliar a influência na tensão vertical na resistência ao corte do RCD e das interfaces durante os ensaios de corte em plano inclinado. Na Tabela 37 apresentam-se os valores médios dos ângulos de atrito, e respetivos desvios padrão, segundo a abordagem convencional. Neste ponto não se tem em conta a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, dado que os valores do ângulo de atrito foram determinados a partir da reta $\sigma_n - \tau$ que abrangem os resultados obtidos para as três tensões verticais analisadas, não sendo possível a comparação do seu efeito.

Tabela 37 - Influência da tensão vertical no ângulo de atrito das interfaces.

Condição do RCD			Tensão vertical (kPa)		
			5	10	25
GC (%)			Ângulo de atrito (°)		
Resistência ao corte do RCD	55	Seco	39,7 (1,2)	34,3 (0,2)	30,6 (1,9)
		W _{ót}	37,5 (0,6)	32,6 (0,6)	28,2 (1,2)
	70	Seco	47,4 (2,5)	42,3 (0,8)	38,3 (0,8)
		W _{ót}	40,5 (0,3)	37,9 (0,2)	34,6 (0,5)
Interface GCD-RCD	55	Seco	40,4 (1,6)	38,5 (1,8)	36,6 (0,7)
		W _{ót}	37,6 (0,3)	36,7 (0,3)	35,8 (0,3)
	70	Seco	46,0 (1,3)	43,6 (0,7)	38,8 (0,1)
		W _{ót}	39,1 (1,3)	38,1 (0,9)	35,4 (0,7)
Interface GMB-GCD (bloco de madeira)	-	-	18,6 (0,8)	20,2 (0,7)	19,5 (0,3)
Interface GMB-GCD (RCD)	-	-	19,9 (1,2)	23,2 (1,0)	21,5 (0,5)

Da análise da Tabela 37 verifica-se que, para a resistência ao corte do RCD e para a interface GCD-RCD, há um decréscimo no valor do ângulo de atrito com o aumento da tensão vertical. Para a resistência ao corte do RCD quando este se encontra seco, o aumento da tensão vertical de 5 kPa para 25 kPa é responsável por uma diminuição de 22,9% e de 19,2% no valor do ângulo de atrito quando o grau de compactação é de 55% e de 70%, respetivamente. Comparando novamente os resultados obtidos a 5 e a 25 kPa, para o teor em água ótimo, verifica-se uma diminuição de 24,8% no valor do ângulo de atrito quando o grau de compactação do RCD é de 55% e de 14,6% quando esse grau é de 70%.

Na interface GCD-RCD, a diferença percentual entre os ângulos de atrito é menos acentuada. Quando o RCD apresenta um grau de compactação de 55%, verifica-se um decréscimo do ângulo de atrito de 9,4% para o RCD seco e de 4,8% para o RCD com teor em água ótimo (comparando valores obtidos a 5 e a 25 kPa). Para um grau de compactação de 70%, verifica-se uma diferença percentual superior entre os valores obtidos para o ângulo de atrito, nomeadamente de 15,7% (quando o RCD foi usado seco) e 9,5% (quando o RCD possuía um teor em água ótimo).

O comportamento observado para a interface GMB-GCD foi distinto daquele descrito anteriormente (independentemente do uso de bloco de madeira ou de RCD na caixa superior). Neste caso, não existiu uma correlação proporcional entre o ângulo de atrito e o aumento da tensão vertical. O ângulo de atrito máximo verificou-se para uma tensão vertical de 10 kPa, com valores de 20,2° (quando usado o bloco de madeira na caixa superior) e de 23,2° (quando usado o RCD na caixa superior). No geral, a variação nos ângulos de atrito com a variação da tensão vertical não foi muito pronunciada.

Costa-Lopes [30] avaliou a influência da tensão vertical na interação solo-geossintético. Para tal, utilizou um solo granular com dimensões de 0,074 a 2,000 mm, e diferentes tipos de geossintéticos, entre eles uma geomembrana lisa e uma rugosa (ambas em PEAD) e dois geotêxteis não-tecidos (um agulhado e outro termossoldado). Os valores dos ângulos de atrito obtidos encontram-se na Tabela 38. O autor verificou que, de um modo geral, o ângulo de atrito diminuiu com o aumento da tensão vertical (exceto na interface solo-geomembrana lisa). Esta constatação vai de encontro ao comportamento verificado na

interface GCD-RCD. Contudo, os valores dos ângulos de atrito da interface GCD-RCD foram bastante superiores aos apresentados na Tabela 38. As diferenças estão relacionadas com o uso de materiais distintos (geossintéticos e agregados) nos dois estudos.

Tabela 38 - Ângulos de atrito obtidos na interface solo-geossintético [30].

Geossintético	Tensão vertical (kPa)		
	5	10	25
	Ângulo de atrito (°)		
Geomembrana lisa	21,2	21,4	20,8
Geomembrana rugosa	33,0	31,2	30,2
Geotêxtil não-tecido agulhado	33,1	32,2	30,9
Geotêxtil não-tecido termossoldado	32,3	31,7	30,5

Pitanga *et al* [67] estudaram a interação solo-geossintético, considerando um solo granular e diferentes tipos de geossintéticos. Os autores concluíram que, para qualquer que fosse o tipo de geossintético, os valores do ângulo de atrito diminuía com o aumento da tensão vertical. Estes resultados vão de encontro aos obtidos neste trabalho.

Geraldes [53] estudou a interação (com bloco de madeira na caixa superior) entre uma geomembrana lisa, e diferentes tipos de geossintéticos: um geotêxtil tecido, dois tipos de geotêxteis não-tecidos (um agulhado e outro termoligado) e duas geogrelhas extrudidas, uma uniaxial e uma biaxial. Os ângulos de atrito obtidos pelo autor, considerando as interfaces em que o geossintético inferior era a geomembrana lisa, encontram-se na Tabela 39. É de referir, que o autor apenas disponibilizou os ângulos de atrito obtidos quando a tensão vertical é de 10 kPa.

Tabela 39 - Ângulos de atrito nas interfaces com uma geomembrana lisa para $\sigma_v = 10$ kPa [53].

Geossintético inferior	Geossintético superior	Ângulo de atrito (°)
	Geogrelha biaxial	11,2
	Geogrelha uniaxial	22,7
Geomembrana lisa	Geotêxtil tecido	17,0
	Geotêxtil não-tecido agulhado	15,5
	Geotêxtil não-tecido termoligado	14,7

Como se pode observar, os ângulos de atrito obtidos para a interface GMB-GCD no presente trabalho, considerando uma tensão vertical de 10 kPa, foram semelhantes aos obtidos por Geraldes [53] quando este analisou a interface entre a geomembrana e a geogrelha uniaxial. Relativamente às restantes interfaces, os ângulos de atrito da interface GMB-GCD foram consideravelmente superiores.

5.5.2. GRAU DE COMPACTAÇÃO DO RCD

Na Tabela 40 apresenta-se a influência do grau de compactação do RCD na determinação dos valores dos ângulos de atrito. Para a abordagem convencional, apresentam-se os valores médios dos ângulos de

atrito e os respectivos desvios padrão. No caso da abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, apresentam-se os valores dos ângulos de atrito.

Tabela 40 - Influência do grau de compactação do RCD no ângulo de atrito das interfaces.

			Ângulo de atrito (°)			
			Abordagem 1		Abordagem 2	
	W	σ_v (kPa)	GC = 55%	GC = 70%	GC = 55%	GC = 70%
Resistência ao corte do RCD	Seco	5	39,7 (1,2)	47,4 (2,5)		
		10	34,3 (0,2)	42,3 (0,8)	28,1	35,7
		25	30,6 (1,9)	38,3 (0,8)		
	W _{ót}	5	37,5 (0,6)	40,5 (0,3)		
		10	32,6 (0,6)	37,9 (0,2)	25,6	32,9
		25	28,2 (1,2)	34,6 (0,5)		
Interface GCD-RCD	Seco	5	40,4 (1,6)	46,0 (1,3)		
		10	38,5 (1,8)	43,6 (0,7)	35,6	36,5
		25	36,6 (0,7)	38,8 (0,1)		
	W _{ót}	5	37,6 (0,3)	39,1 (1,3)		
		10	36,7 (0,3)	38,1 (0,9)	35,3	34,2
		25	35,8 (0,3)	35,4 (0,7)		

Na resistência ao corte do RCD, o efeito do aumento do grau de compactação de 55% para 70% foi mais evidente quando o RCD se encontrava seco, com o ângulo de atrito a apresentar um acréscimo de 19,4% para 5 kPa, de 23,3% para 10 kPa e 25,2% para 25 kPa, quando considerada a abordagem convencional. No caso em que o RCD apresentava um teor em água ótimo, o ângulo de atrito apresentou um acréscimo de 8,0%, 16,3% e 22,7% para tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa, respetivamente.

Na abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, o ângulo de atrito aumentou com o aumento do grau de compactação do RCD, apresentando um acréscimo de 27,0% quando o RCD se encontrava seco e de 28,5% quando este possuía um teor em água ótimo.

Relativamente à interface GCD-RCD, e considerando o RCD seco, o ângulo de atrito também variou com o aumento do grau de compactação. Na abordagem tradicional, essa variação traduziu-se num acréscimo do ângulo de atrito de 13,9%, 13,2% e 6,0% para as tensões verticais de 5, 10 e 25 kPa, respetivamente. Na segunda abordagem, a influência do grau de compactação foi pouco notória, com um aumento do ângulo de atrito de apenas 2,5%.

Quando o RCD apresenta um teor em água ótimo, e tendo em consideração a abordagem convencional, observou-se um acréscimo do ângulo de atrito de cerca de 4,0% com o aumento do grau de compactação, para tensões verticais de 5 e 10 kPa. Quando considerada uma tensão vertical de 25 kPa, observou-se um decréscimo do ângulo de atrito com o aumento do grau de compactação, ainda que pouco significativo (1,1%). Considerando a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, o ângulo de atrito também sofreu uma pequena diminuição com o aumento do grau de compactação.

A análise da Tabela 40 permite concluir que, para a maior parte dos casos apresentados, o ângulo de atrito aumentou com o aumento do grau de compactação - exceção para a interface GCD-RCD quando o RCD possuía um teor em água ótimo e o ensaio foi realizado com uma tensão vertical de 25 kPa.

É importante comparar os ângulos de atrito obtidos para o comportamento do RCD em plano inclinado e para a interface GCD-RCD. A Tabela 40 mostra que, para um grau de compactação de 55%, os ângulos obtidos para interface GCD-RCD tenderam a ser superiores aos obtidos para o comportamento do RCD em plano inclinado. Nestes últimos ensaios, foi possível observar que o RCD afundava quando a força vertical era aplicada, com este fenômeno a ser mais preponderante na direção do deslizamento da caixa superior (Figura 64). Com o afundamento do RCD, a força vertical aplicada ficou mal distribuída, promovendo o deslizamento da caixa superior mais cedo e, consequentemente, a obtenção de ângulos de atrito inferiores. Quando o RCD se encontrava com um grau de compactação de 70%, este comportamento não se verificou.

Na interface GCD-RCD, a utilização do GCD impediu que o afundamento do RCD fosse significativo (permitindo uma boa distribuição da carga aplicada), o que resultou em ângulos de atrito superiores quando comparados aos da resistência ao corte do RCD.



Figura 64 - Afundamento do RCD (GC = 55%, $W_{ót}$): resistência ao corte do RCD.

Paula [33] avaliou a influência do grau de compactação na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético para uma tensão vertical de 10 kPa. O estudo foi efetuado para interfaces envolvendo um geotêxtil tecido em PP (após danificação durante a instalação em campo) e um solo utilizado na construção de um aterro provisório (solo 1) para graus de compactação de 90% e 98%. Também avaliou o comportamento de um geotêxtil tecido em PP (intacto) com um solo “tout-venant” idêntico ao solo 1 (solo 3) e com grau de compactação de 50%. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 41. O autor verificou que o efeito do grau de compactação usada nos ensaios com o geotêxtil danificado foi reduzido. No entanto, quando comparado com o geotêxtil intacto e com um GC = 50%, o ângulo de atrito apresentou um aumento de cerca de 3° com a diminuição do grau de compactação. Este comportamento não foi observado no presente estudo, onde o ângulo de atrito aumentou com o aumento do grau de compactação do RCD.

É também importante realçar que, o autor comparou os graus de compactação para diferentes condições do geotêxtil tecido (intacto e danificado durante a instalação). Como tal, não sabemos como seria o

comportamento da interface solo-geossintético, se Paula [33] tivesse comparado o grau de compactação de 55% e de 90% para um geotêxtil nas mesmas condições.

Tabela 41 - Valores médios do ângulo de atrito de acordo com o grau de compactação [33].

Geossintético	Solo	GC (%)	Ângulo de atrito (°)
Geotêxtil tecido em PP danificado em campo	1	90	33,6
		98	33,2
Geotêxtil tecido em PP	3	50	36,3

5.5.3. TEOR EM ÁGUA DO RCD

Neste subcapítulo, é analisado o efeito do teor em água do RCD na resistência ao corte do RCD e na interface GCD-RCD (Tabela 42).

Tabela 42 - Influência do teor em água do RCD no ângulo de atrito das interfaces.

		σ_v (kPa)	Ângulo de atrito (°)			
			Abordagem 1		Abordagem 2	
			Seco	W _{ót}	Seco	W _{ót}
Resistência ao corte do RCD	55	5	39,7 (1,2)	37,5 (0,6)		
		10	34,3 (0,2)	32,6 (0,6)	28,1	25,6
		25	30,6 (1,9)	28,2 (1,2)		
	70	5	47,4 (2,5)	40,5 (0,3)		
		10	42,3 (0,8)	37,9 (0,2)	35,7	33,0
		25	38,3 (0,8)	34,6 (0,5)		
Interface GCD-RCD	55	5	40,4 (1,6)	37,6 (0,3)		
		10	38,5 (1,8)	36,7 (0,3)	35,6	35,3
		25	36,6 (0,7)	35,8 (0,3)		
	70	5	46,0 (1,3)	39,1 (1,3)		
		10	43,6 (0,7)	38,1 (0,9)	36,5	34,2
		25	38,8 (0,1)	35,4 (0,7)		

A análise da Tabela 42 permite concluir que os valores do ângulo de atrito, tanto na abordagem convencional como na abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, diminuíram com o aumento do teor em água do RCD.

Na resistência ao corte do RCD, e pela abordagem convencional, o efeito do teor em água no ângulo de atrito foi mais evidente para um grau de compactação de 70%. A passagem do RCD seco para o RCD com teor em água ótimo, provocou um decréscimo no ângulo de atrito de 14,6% quando considerada uma tensão vertical de 5 kPa e um decréscimo mínimo de 9,7% quando considerada uma tensão vertical de 25 kPa. Para um grau de compactação de 55%, o efeito do teor em água do RCD não foi tão notório, com o ângulo de atrito a apresentar um decréscimo (comparando os valores obtidos com RCD seco e com teor em água ótimo) de cerca de 5,0% quando consideradas tensões verticais de 5 e 10 kPa e de

7,8% a 25 kPa. Na abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, o ângulo de atrito também diminuiu com o aumento do teor em água do RCD, tanto para um grau de compactação de 55%, como para 70%.

Na interface GCD-RCD, e considerando um grau de compactação de 70%, o comportamento foi semelhante ao da resistência ao corte do RCD quando comparados os valores dos ângulos de atrito entre o RCD seco e o RCD com teor em água ótimo. O ângulo de atrito apresentar um decréscimo máximo de 15,0% para uma tensão vertical de 5 kPa e um decréscimo mínimo de 8,8% quando considerada uma tensão vertical de 25 kPa (abordagem convencional). Para um grau de compactação de 55%, o ângulo de atrito diminuiu com o aumento do teor em água do RCD, apresentando um decréscimo de 6,9% considerando uma tensão vertical de 5 kPa e de cerca de 2,2% à tensão vertical de 25 kPa. Considerando a abordagem baseada na definição da envolvente de rotura, o ângulo de atrito apresentou um decréscimo com o aumento do teor em água do RCD para um grau de compactação de 70%. Para um grau de compactação de 55% não se verificou uma variação significativa do ângulo de atrito com o aumento do teor em água do RCD.

Fernandes [68] avaliou a influência do teor em água na resistência ao corte de interfaces solo-geossintético. Os estudos foram efetuados para um solo residual de granito com dois teores em água (11,5% e 13,5%) e dois tipos de geossintéticos (um geocompósito de reforço uniaxial e uma geogrelha uniaxial extrudida). Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 43. No geral, o ângulo de atrito aumentou com o aumento do teor em água do solo, ainda que a variação fosse pouco significativa. O contrário foi observado na interface GCD-RCD, onde o ângulo de atrito tendeu a diminuir com o aumento do teor em água do RCD. O comportamento da interface solo-geossintético quando o solo se encontrava seco não foi avaliado por Fernandes [68]. É também importante realçar que, o autor estudou dois teores em água muito próximos (diferença percentual de 2%), o que não aconteceu no estudo apresentado neste trabalho (diferença percentual de 12%). Como tal, não sabemos como seria o comportamento da interface solo-geossintético, se Fernandes [68] tivesse comparado a influência do solo seco com o solo com teor em água ótimo.

Tabela 43 - Ângulo de atrito da interface solo-geossintético de acordo com o teor em água [68].

Interface solo-geossintético		Tensão vertical (kPa)		
Geossintético	Solo - W (%)	5	10	25
		Ângulo de atrito (°)		
Geocompósito de reforço	11,5	47,6	43,8	39,8
	13,5	48,6	43,6	40,9
Geogrelha uniaxial	11,5	44,6	39,3	36,6
	13,5	49,8	46,0	40,2

Lopes et al [50] estudaram a influência do teor em água na interação solo-geossintético, considerando um solo residual de granito e diferentes tipos de geossintéticos, nomeadamente um geocompósito de reforço e um geotêxtil não-tecido (Tabela 44). Os autores verificaram que, com o aumento do teor em água do solo, o ângulo de atrito aumentou ligeiramente para uma tensão vertical de 5 kPa e diminuiu para tensões verticais superiores.

Tabela 44 - Valores do ângulo de atrito na interface solo-geossintético de acordo com o teor em água [50].

Interface solo-geossintético		Tensão vertical (kPa)		
Geossintético	Solo - W	5	10	25
		Ângulo de atrito (°)		
Geocompósito	Seco	37,0	37,2	35,6
	W _{ót}	41,0	37,1	33,0
Geotêxtil não-tecido	Seco	39,5	37,1	35,6
	W _{ót}	41,0	36,9	33,1

6

CONCLUSÕES

Com o presente trabalho pretende-se contribuir para a compreensão dos fenômenos envolvidos na mobilização da resistência ao corte de um RCD e de interfaces envolvendo geossintéticos e RCD, em movimento de corte em plano inclinado. No capítulo anterior foram apresentados e discutidos os resultados do estudo laboratorial. Neste capítulo, pretende-se reunir as conclusões de maior relevância obtidas no estudo laboratorial realizado.

Recapitulando, utilizou-se um agregado reciclado fino proveniente de RCD e dois tipos de geossintéticos, um geocompósito drenante (GCD) e uma geomembrana (GMB), para avaliar a resistência ao corte do RCD em plano inclinado e das interfaces GCD-RCD e GMB-GCD. A última interface foi avaliada com um bloco de madeira e com o RCD na caixa superior do equipamento de corte em plano inclinado. Avaliou-se a influência da tensão vertical (5, 10 e 25 kPa), do teor em água (seco e teor em água ótimo) e do grau de compactação (55% e 70%) do RCD.

Dos resultados obtidos, foi possível deduzir algumas conclusões sobre a influência da tensão vertical, do grau de compactação e do teor em água do RCD na mobilização da resistência ao corte em plano inclinado, tais como:

- O ângulo de atrito tende a decrescer com o aumento da tensão vertical para a resistência ao corte do RCD e para interface GCD-RCD. Na interface GMB-GCD, não se observou uma correlação entre o aumento da tensão vertical e o ângulo de atrito (independentemente do uso de bloco de madeira ou RCD na caixa superior);
- Na interface GCD-RCD a variação do ângulo de atrito com o aumento da tensão vertical foi menos acentuada, quando comparada com a resistência ao corte do RCD. Dessa forma, isto pode indicar que o comportamento das interfaces será mais uniforme à medida que a tensão vertical aumenta quando comparado com o comportamento do próprio RCD;
- Para a resistência ao corte do RCD, a influência da tensão vertical no ângulo de atrito foi mais significativa para o RCD com grau de compactação de 55%;
- Na interface GCD-RCD o aumento da tensão vertical provocou uma variação do ângulo de atrito mais acentuada com o RCD com grau de compactação de 70%;
- Na interface GMB-GCD a diferença entre o ângulo de atrito obtido com o bloco de madeira e com o RCD é pouco significativa (independentemente da tensão vertical);
- Na interface GMB-GCD o ângulo de atrito máximo foi observado para uma tensão vertical de 10 kPa (independentemente da utilização do bloco de madeira ou do RCD na caixa superior);

- O aumento do grau de compactação do RCD (de 55% para 70%) provocou um acréscimo significativo no ângulo de atrito quer para a resistência ao corte do RCD, quer para a interface GCD-RCD;
- O aumento do grau de compactação do RCD de 55% para 70% teve um impacto mais significativo na resistência ao corte do RCD quando este se encontrava seco;
- Na determinação da resistência ao corte do RCD quando compactado a 55%, observou-se um afundamento do material à medida que se aplicava a força vertical. Este comportamento resultou numa distribuição inadequada da força vertical e, consequentemente, obtiveram-se valores do ângulo de atrito inferiores quando comparados com os valores obtidos com grau de compactação de 70%;
- Na interface GCD-RCD, a presença do GCD impediu que o afundamento do RCD fosse tão significativo, pelo que se obtiveram valores do ângulo de atrito superiores aos da resistência ao corte do próprio RCD;
- A compactação do RCD com teor em água ótimo provocou a diminuição do ângulo de atrito, especialmente para tensões verticais mais baixas, quando comparado com o valor obtido com o RCD seco;
- O efeito do aumento do teor em água sobre o ângulo de atrito na resistência ao corte do RCD e na interface GCD-RCD foi mais evidente para um grau de compactação de 70%;
- Na interface GCD-RCD e na resistência ao corte do RCD, os valores do ângulo de atrito obtidos através da abordagem convencional foram superiores aos da abordagem baseada na envolvente de rotura, onde a parcela de resistência ao corte associado à adesão/coesão não foi significativa.

Ao terminar este trabalho considera-se importante deixar algumas perspetivas de trabalho futuro:

- Prosseguir a caracterização do comportamento de interfaces entre RCD e diferentes tipos de geossintéticos, não só através de ensaios de corte em plano inclinado, mas também através de ensaios de corte direto;
- Avaliar a influência da granulometria do RCD e do tipo de geossintético no comportamento das interfaces RCD-geossintético em movimento de corte em plano inclinado, onde os estudos laboratoriais são praticamente inexistentes;
- Estudar o efeito da utilização de RCD no desempenho do geocompósito drenante através de ensaios de permeabilidade;
- Por último, realizar estudos de campo e aplicações práticas de RCD (em substituição do solo) em coberturas de aterro de resíduos e monitorizar o desempenho do sistema de cobertura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bertino, G., Kisser, J., Zeilinger, J., Langergraber, G., Fischer, T., Österreicher, D., *Fundamentals of Building Deconstruction as a Circular Economy Strategy for the Reuse of Construction Materials*. Applied Sciences, 2021, 11(3): p. 939-969, MDPI, Basel, Switzerland.
- [2] Eurostat, (https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Waste_statistics/pt&oldid=462414#Produ.C3.A7.C3.A3o_total_de_res.C3.ADduos). 20/05/2023.
- [3] Diário da República, *Decreto-Lei n.º 46/2008, de 12 de março*. 2008.
- [4] Rodrigues, L. M. L., *Caracterização e simulação numérica do comportamento em condições não saturadas de um aterro reforçado com geossintéticos construído com resíduos de construção e demolição*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 68p. 2022.
- [5] Mália, M. Â. B., *Indicadores de resíduos de construção e demolição*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 124p. 2010.
- [6] Veolia, (<https://www.veolia.pt/solucoes/residuos-de-construcao-e-demolicao#no-back>). 15/06/2023.
- [7] Paiva, A. C. F., *Demolição seletiva: o conceito e a perceção dos intervenientes*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 91p. 2019.
- [8] Parlamento Europeu, Conselho da União Europeia, *Diretiva 2008/98/CE, de 19 de novembro*. 2008.
- [9] Comissão Europeia, *Decisão 2011/753/UE, de 18 novembro*. 2011.
- [10] Comissão Europeia, *Decisão 2019/1004/UE, de 7 de junho*. 2019.
- [11] Parlamento Europeu, Conselho da União Europeia, *Diretiva (UE) 2018/851, de 30 de maio*. 2018.
- [12] Ribeiro, V. M. G., *Reciclagem de resíduos de construção e demolição*. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 55p. 2022.
- [13] Diário da República, *Decreto-Lei n.º 488/85, de 25 de novembro*. 1985.
- [14] Diário da República, *Decreto-Lei n.º 102-D/2020, de 10 de dezembro*. 2020.
- [15] Agência Portuguesa do Ambiente, (<https://rea.apambiente.pt/content/reciclagem-%E2%80%93-fluxos-espec%C3%ADficos-de-res%C3%ADduos>). 22/05/2023.
- [16] Comissão Europeia, *Decisão 2014/955/UE, de 18 de dezembro*. 2014.
- [17] Agência Portuguesa do Ambiente. *Estudo prévio sobre a implementação da recolha seletiva em Portugal Continental incidindo em especial sobre o fluxo dos biorresíduos*. 93p. (<https://apambiente.pt/sites/default/files/2021-05/Estudo%20Pr%C3%A9vio%20Biorresiduos%202019.pdf>). 10/05/2023.
- [18] Bernardo, E. P., *Gestão de resíduos de construção e demolição: Metodologia de demolição seletiva*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 81p. 2021.
- [19] Comissão Europeia. *EU Construction & Demolition Waste Management Protocol*. 54p. (https://www.apambiente.pt/sites/default/files/_Residuos/FluxosEspecificosResiduos/RCD/PT-TRA-01%20-%20final.pdf). 15/05/2023.

- [20] Comissão Europeia, (https://environment.ec.europa.eu/topics/waste-and-recycling/waste-framework-directive_pt?ettrans=pt). 18/05/2023.
- [21] Diário da República, *Portaria n.º145/2017, de 26 de abril*. 2017.
- [22] Diário da República, *Portaria n.º28/2019, de 18 de janeiro*. 2019.
- [23] SiliAmb, (<https://apoiosiliamb.apambiente.pt/content/enquadramento-eGar?language=pt-pt>). 21/05/2023.
- [24] Resíduos de construção e demolição SA, (<http://www.rcd.pt/servicos>). 06/06/2023.
- [25] Salgado, L. D., *Análise da aplicação de agregado reciclado em cobertura de aterros de resíduos sólidos urbanos*. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 55p. 2010.
- [26] Lopes, M. L. (2019). *Sistemas de Impermeabilização de aterros de resíduos*. Slides de apoio à unidade curricular Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil, Mestrado Integrado em Engenharia Civil. 2019, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 45p.
- [27] Barros, M. C., *Avaliação de um resíduo de construção civil beneficiado como material alternativo para sistema de cobertura*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil apresentada à Universidade Federal do Rio de Janeiro, 96p. 2005.
- [28] Pereira, S. M., Gusmão, A. D., Vilar, O. M., Palmeira, E. M., Santos, E. C. G., *Aplicação de resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R) em obras geotécnicas*. 7º Congresso Brasileiro de Geossintéticos, 2015, pp. 1-7, Brasil.
- [29] Lopes, M. P., Lopes, M. L., *A Durabilidade dos Geossintéticos*. 1: 294p. FEUP Edições, Porto, Portugal, 2010.
- [30] Lopes, C. P. F. C., *Estudo da interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 194p. 2001.
- [31] Atarfil, (<https://www.atarfil.com/producto/atarfil-hd/>). 15/06/2023.
- [32] Atarfil (<https://www.atarfil.com/producto/atarfil-hd-tmtmt-texturizado/>). 16/06/2023.
- [33] Paula, A. M. V., *Estudo dos coeficientes de segurança por danificação durante a instalação e por fluência em estruturas reforçadas com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 311p. 2012.
- [34] Tegape Telas, (<https://www.tegape.com.br/produto/georrede-nucleo-drenante-espacador-tridimensional/>). 16/06/2023.
- [35] Ambitela, (<https://ambitela.pt/produtos/geocomposito-bentonitico>). 16/06/2023.
- [36] EN ISO 10318-2, *Geosynthetics - Part 2: Symbols and pictograms*. 2015.
- [37] EN ISO 10318-1, *Geosynthetics — Part 1: Terms and definitions*. 2015.
- [38] Shukla, S. K., *Geosynthetics and their applications - Fundamentals of Geosynthetics*. 1: 456p. Thomas Telford Limited, London, United Kingdom, 2002.
- [39] Koerner, R. M., *Designing with geosyntheticis*. 5: 818p. Prentice Hall, New Jersey, USA, 1998.
- [40] Lopes, M. L. (2019). *Mecanismos de rotura a considerar no dimensionamento de sistemas de impermeabilização*. Slides de apoio à unidade curricular Aplicação de Geossintéticos em Engenharia

- Civil, Mestrado Integrado em Engenharia Civil. 2019, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 16p.
- [41] Barroso, M., Mota, R., Lopes, M. G., Matutino, P., Silva, F., Dorés, R., *Sistemas de impermeabilização de aterros de resíduos. Equipamento para deteção de orifícios em geomembranas (Geosafe)*. 14º Congresso Nacional de Geotecnia, 2013, 45p, DG/NGEA, Covilhã, Portugal.
- [42] Maia, N. P., *O uso de materiais geossintéticos em aterros sanitários*. Dissertação de Mestrado apresentada à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Centro e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, 61p. 2016.
- [43] Diprotec Geo, (<http://diprotecgeo.com.br/blog/geossinteticos-na-construcao-de-aterros-sanitarios/>). 12/06/2023.
- [44] Duarte, A. F. S., *Aplicação de geossintéticos na impermeabilização e selagem de aterros*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Departamento de Ambiente e Ordenamento da Universidade de Aveiro, 140p. 2009.
- [45] Moraci, N., Cardile, G., Gioffrè, D., Mandaglio, M. C., Calvarano, L. S., Carbone, L., *Soil geosynthetic interaction: Design parameters from experimental and theoretical analyses*. Transportation Infrastructure Geotechnology, 2014, 1: pp. 165–227, Springer, New York, USA.
- [46] Lopes, M. L., *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 335p. 1992.
- [47] Pinho Lopes, M. J. F., *Estudo de coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 694p. 2004.
- [48] Jewell, R. A., *Soil reinforcement with geotextiles*. 1: 315p. Thomas Telford Limited, London, United Kingdom, 1996.
- [49] EN ISO 12957-2, *Geosynthetics — Determination of friction characteristics — Part 2: Inclined plane test*. 2005.
- [50] Lopes, M. L., Ferreira, F., Carneiro, J. R., Vieira, C. S., *Soil-geosynthetic inclined plane shear behavior: influence of soil moisture content and geosynthetic type*. International Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 8 (3): pp. 335-342, Maney Publishing, Leeds, United Kingdom.
- [51] Fernandes, M. M., *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. 1: 497p. U. Porto Edições, Porto, Portugal, 2012.
- [52] Izgin, M., Wasti, Y., *Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 1998, 16: pp. 207-219, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- [53] Gerales, A. M. P., *Caracterização da interação solo-geossintético e geossintético-geossintético aplicados em taludes rodoviários através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 85p. 2008.
- [54] Palmeira, E. M., Lima, N. R., Mello, L. G. R., *Interaction between soils and geosynthetic layers in large-scale ramp tests*. Geosynthetics International, 2002, 9 (2): pp. 149-187, ICE Publishing, London, United Kingdom.

- [55] Wasti, Y., Özdüzgün, Z. B., *Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 2001, 19: pp. 45-57, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- [56] Briançon, L., *Stabilité sur pentes des dispositifs géosynthétiques — caractérisation du frottement aux interface et applications*. Dissertação de Doutorado apresentada à Universidade de Bordeaux, França, 200p. 2001.
- [57] Briançon, L., Girard, H., Poulain, D., *Slope stability of lining systems—experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 2002, 20: pp. 147-172, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- [58] Jones, D. R. V., Dixon, N., *Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces*. Geotextiles and Geomembranes, 1998, 16: pp. 45-71, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- [59] NP EN 933-11, *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração*. 2011.
- [60] ISO/TS 17892-4, *Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 4: Determination of particle size distribution*. 2004.
- [61] EN ISO 9863-1, *Geosynthetics — Determination of thickness at specified pressures — Part 1: Single layers*. 2016.
- [62] EN ISO 9864, *Geosynthetics — Test method for the determination of mass per unit area of geotextiles and geotextile-related products*. 2005.
- [63] EN ISO 10319, *Geosynthetics — Wide-width tensile test*. 2015.
- [64] EN ISO 12236, *Geosynthetics — Static puncture test (CBR test)*. 2006.
- [65] ISO 527-3, *Plastics — Determination of tensile properties — Part 3: Test conditions for films and sheets*. 2018.
- [66] prEN ISO 12957-2, *Geosynthetics — Determination of friction characteristics — Part 2: Inclined plane test*. 1997.
- [67] Pitanga, H. N., Jean-Pierre, G., Vilar, O. M., *Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests*. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27: pp. 435–446, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- [68] Fernandes, J. F. S., *Análise experimental da interação solo-geossintético em movimento de corte direto e de corte em plano inclinado*. Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 107p. 2016.