



**Universidade de
Aveiro
2012**

Departamento de Engenharia Civil

**Carlos Fabrício
Andrade Galvão**

**ESTUDO DE GEOSINTÉTICOS SOB EFEITO DE
DDI E CORTE EM PLANO INCLINADO**



Universidade de
Aveiro
2012

Departamento de Engenharia Civil

**Carlos Fabrício
Andrade Galvão**

ESTUDO DE GEOSSINTÉTICOS SOB EFEITO DE DDI E CORTE EM PLANO INCLINADO

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

O autor agradece o apoio da FCT, projeto de investigação PTDC/ECM/099087/2008, e do COMPETE, projeto de investigação FCOMP-01-0124-FEDER-009724.



Dedico este trabalho à minha esposa Synara, e a meus pais
Célia e José Carlos.

O júri

Presidente

Prof. Doutor Carlos Daniel Borges Coelho
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof^a. Doutora Castorina Fernanda da Silva Vieira
Professora Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof^a. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof^a. Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes
Professora Catedrática da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Agradecimentos

Gostaria de expressar minha enorme gratidão primeiramente a Deus, pois me deu força e alento nos momentos difíceis de saudade longe das pessoas que amo.

Outras pessoas e instituições merecem agradecimentos especiais e foram grandemente importantes para realização do presente trabalho, em particular:

- à Professora Doutora Margarida Pinho Lopes, pela orientação, ensinamentos e sugestões valiosas, pela disponibilidade e apoio prestado, e principalmente pela "força" e otimismo nos momentos críticos. Sem ela este trabalho não teria chegado ao fim;
- ao Laboratório de Geossintéticos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e em particular à Professora Doutora Maria de Lurdes Costa Lopes e ao Professor Miguel Paula, pela ajuda no início da campanha de ensaios;
- por último porém mais especial, a minha esposa e aos meus pais, pelas palavras de apoio, pelos sacrifícios, pelo carinho e amor, que nunca faltaram nestes anos longe. Muito Obrigado!

Palavras-chave

Geossintéticos, danificação durante a instalação, geotêxtil, geogrelha, ensaio de corte em plano inclinado, coeficientes de redução.

Resumo

Já alguns anos percebeu-se a necessidade da avaliação da durabilidade dos geossintéticos, nomeadamente a sua capacidade em sobreviver aos danos durante a instalação (DDI). Como na maioria das vezes, os geossintéticos são instalados em contacto com materiais geotécnicos, a DDI é inevitável.

Neste trabalho foi feita análise experimental através do ensaio de corte em plano inclinado, do desempenho de geossintéticos submetidos a DDI, caracterizando-se assim o efeito da DDI na capacidade de transferência de esforços entre o geossintético e o solo adjacente quando a rotura de corte ocorre num plano inclinado. Para tanto foram ensaiadas amostras de geossintéticos intactos e previamente danificados em campo. A campanha de ensaios incluiu a caracterização de 3 tipos de geossintéticos, sendo 2 geogrelhas e 1 geotêxtil.

Os efeitos da DDI no ângulo de atrito máximo entre o solo e as amostras de geossintético são apresentados e discutidos. São explicitados os valores para coeficientes de redução para o ângulo de atrito na interface solo-geossintético, determinados a partir dos resultados dos ensaios. Os resultados do estudo levam a crer que a variação na capacidade de transferência de esforços em movimento de corte em plano inclinado entre os geossintéticos e o solo devido a DDI é baixo e bastante inferior ao que preveem os métodos de dimensionamento correntes.

Keywords

Geosynthetics, installation damage, geotextil, geogrid, inclined plane test, reduction factors.

Abstract

The need to evaluate the geosynthetics durability, particularly their ability to survive damage during installation (DDI) has been realised as relevant for some years. As in most cases, geosynthetics are installed in contact with geotechnical materials, DDI is inevitable.

In this work an experimental analysis of the performance of geosynthetics submitted to DDI using the inclined plane shear tests was done. This way it was possible to characterize the effect of DDI on the load transfer from the soil to the geosynthetic when the movement between them is in inclined plane shear. With this objective samples of geosynthetics both intact and damaged in the field, were tested. The test campaign included 3 geosynthetics, particularly 1 geotextile and geogrid.

The effects of DDI on the maximum friction angle between soil and the geosynthetic are presented and analyzed. The reduction factor values for DDI determined from the tests results are presented as well as the main conclusions. The results from study suggest that the variation due to DDI in soil-geosynthetics interface strength is small and likely to be smaller than the expected when current design methods predict.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	I
Índice de Figuras	III
Índice de Tabelas	VII
Lista de Acrónimos	IX
1. Introdução	3
1.1. Considerações gerais.....	3
1.2. Motivação	4
1.3. Objetivo	5
1.4. Organização da Tese	6
2. Danificação Durante a Instalação de Geossintéticos	7
2.1. A danificação Mecânica no Geossintético.....	7
2.2. Natureza da Danificação Durante a Instalação	8
2.2.1. Aspecto Visual da Danificação Mecânica.....	11
2.3. Capacidade de Sobrevivência	15
3. Estudo da Interação Solo-Geossintético	21
3.1. Introdução	21
3.2. Comportamento dos Solos Granulares	21
3.3. Mecanismos de Interação e Resistência na Interface Solo-Geossintético	24
3.4. Ensaios para Análise de Resistência na Interação Solo-Geossintético.....	29
3.4.1. Ensaio de Arranque	30
3.4.2. Ensaio de Corte Direto	34
3.4.3. Ensaio de Corte Direto com Reforço Inclinado	37
3.4.4. Ensaio de Corte em Plano Inclinado	39
3.4.4.1. Mecânica do Ensaio de Corte em Plano Inclinado.....	40
3.4.4.2. Restrições do Ensaio de Corte em Plano Inclinado.....	46
4. Ensaio de Corte em Plano Inclinado	49
4.1. Escolha do Método Utilizado	49
4.2. Referências Normativas do Ensaio de Corte em Plano Inclinado	50
4.3. Aspectos Gerais do Equipamento Utilizado na Campanha de Ensaios	52
4.4. Procedimento de Ensaio.....	62

5. Análise Experimental de Danificação Durante a Instalação Através de Corte em Plano Inclinado	67
5.1. Introdução	67
5.2. Materiais Utilizados no Estudo.....	67
5.2.1. Solo.....	67
5.2.2. Geossintéticos.....	69
5.2.2.1. Geotêxtil.....	70
5.2.2.2. Geogrelhas.....	70
5.3. Condições de Danificação Empregada nas Amostras.....	73
5.4. Programa de Trabalhos	76
5.5. Análise dos Resultados Obtidos Através do Ensaio de Corte em Plano Inclinado	78
5.6. Resultados dos Ensaios de Corte em Plano Inclinado	79
5.6.1. Geotêxtil GTX.....	79
5.6.2. Geogrelhas GGRb	84
5.6.3. Geogrelha GGRu	90
5.6.4. Coeficientes de redução.....	94
5.7. Conclusões	96
5.8. Desenvolvimentos Futuros	97
Referências Bibliográficas	99
Anexos	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Lançamento de agregado sobre geotêxtil, exemplo de ação que leva a DDI, (BIDIM, 2010).....	5
Figura 2. Equipamento de Danificação de Geossintético da FEUP. Adaptado de (Paula, 2003).....	10
Figura 3. Aspectos de alguns geossintéticos após a sua remoção. Adaptado de Lopes et al., (2001) por Paula, (2003).....	12
Figura 4. Curva tensão-deformação da areia reforçada: a) no estado solto; b) no estado denso Adaptado de MCGOWN et al. (1978) por Pinho-Lopes (2004).	23
Figura 5. Modos de interação e movimentos relativos solo-geossintético. (Fontenla, 2003).	24
Figura 6. Mecanismos de interação solo-reforço: a) mecanismos de atrito; b) mecanismo de resistência passiva. Adaptado de Jeweel et al., (1998) por Júnior (2000).	26
Figura 7. Mecanismo de interação em obra de proteção ambiental -Sistema linear geomembrana com camada de aderência. (Palmeira, 2009).	27
Figura 8. Condições de tensão no solo reforçado: a) dilatância livre; b) dilatância impedida. Adaptado de Hayashi et al (1994) por Pinho-Lopes (2004).	28
Figura 9. Influência da rigidez á tração do reforço. Adaptado de Jewell et al. (1987) por Júnior (2000).	29
Figura 10. Esquema de equipamento de ensaio de arranque (Aguiar, 2008).....	30
Figura 11. Equipamento para ensaios de arranque do CEDEX-Madrid (Castro, 1999).	31
Figura 12. Equipamento Exclusivo de Ensaio de Arranque da FEUP.....	31
Figura 13. Influência da manga nos ensaios de arranque (Lopes et al., 1996).	33
Figura 14. Equipamento de ensaio de corte direto da FEUP.	34
Figura 15. Representação esquemática do ensaio de corte direto: a) geossintético entre duas camadas de solo; b) geossintético entre a base rígida e solo. Adaptado de Aguiar (2003).	35
Figura 16. Preparação de ensaio de corte direto para interface solo-geogrelha-solo (Sieira, 2003).	35
Figura 17. Obtenção dos parâmetros de resistência da interface (Sieira, 2003).....	36
Figura 18. Esquema de um ensaio de corte com reforço inclinado adaptado de Aguiar (2008).	37
Figura 19. Preparação de um ensaio de corte direto com reforço inclinado, adaptado de Sieira (2003).	38
Figura 20. Esquema de talude de disposição de resíduos com sistemas multicamadas de geossintéticos (Mello et al., 2003).	40
Figura 21. Mecânica do ensaio de corte em plano inclinado. (Palmeira et al., 2002).	41
Figura 22. Esquema do sistema de forças (Pinho-Lopes et al., 2010).	42
Figura 23. Aquisição de dados para ensaio de corte em plano inclinado (Aguiar, 2003).	43
Figura 24. Máquina de Ensaio de Corte em Plano Inclinado da FEUP.	44

Figura 25.	Geotêxtil colocado sobre base rígida e lisa na máquina de ensaio de CPI da FEUP.	50
Figura 26.	Geogrelha colocada sobre caixa inferior preenchida com solo na máquina de ensaio de CPI da FEUP.....	51
Figura 27.	Fixação do geossintético na caixa inferior.	52
Figura 28.	Vista lateral do equipamento de corte em plano inclinado da FEUP.	53
Figura 29.	Vista lateral da caixa inferior do aparelho.....	54
Figura 30.	Caixa superior do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado da FEUP: a) solta; b) posicionada para ensaio.	54
Figura 31.	Equipamento de ensaio de CPI a) vista geral do mecanismo de içamento da rampa; b) vista do disco de mudança de velocidade.....	55
Figura 32.	Equipamento de ensaio de CPI: a) dispositivo de controlo de deslocamento máximo da caixa superior; b) dispositivo de segurança para inclinação máxima da base; c) dispositivo de segurança para horizontalidade da base.	56
Figura 33.	Transdutor de deslocamento: a) posição no início do ensaio; b) posição no final do ensaio.....	56
Figura 34.	Inclinómetro do aparelho de ensaio de CPI: a) vista lateral; b) em detalhe.	57
Figura 35.	Barras de fixação do geossintético ao aparelho de ensaio (em preto).	57
Figura 36.	Sistema de aplicação de força normal do aparelho de ensaio de CPI: a) vista geral; b) detalhe da tampa rígida e célula de carga.	58
Figura 37.	Caixa superior do aparelho de ensaio - cunhas laterais para garantir passagem da linha de ação da força normal pelo centro de gravidade da caixa.....	58
Figura 38.	Placas de ajustes laterais do aparelho de ensaio de CPI.	59
Figura 39.	Equipamento de ensaio de CPI - Sistema de aplicação da força normal: a) vista geral; b) detalhe acoplamento.	60
Figura 40.	Transmissão da força à tampa rígida pelo sistema de aplicação da força normal.	60
Figura 41.	Célula de carga do sistema de aplicação de carga no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado.....	61
Figura 42.	Sistema de aquisição de dados do equipamento de ensaio de CPI da FEUP.	61
Figura 43.	Tela do <i>software</i> para aquisição de dados, utilizado no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado da FEUP.	62
Figura 44.	Geotêxtil sendo esticado levemente durante fixação do mesmo na máquina de ensaio de corte em plano inclinado.....	63
Figura 45.	Aparelho de corte em plano inclinado- colocação da caixa superior.	64
Figura 46.	Compactação do solo na caixa superior durante a montagem do ensaio de corte em plano inclinado.....	65
Figura 47.	Travamento do movimento da caixa superior durante enchimento e compactação do solo.....	65
Figura 48.	Vista geral do conjunto de equipamentos utilizado na realização dos ensaios de corte em plano inclinado: máquina de ensaio de CPI, sistema de aquisição de dados e computadores para processamento e armazenamento de dados.....	66
Figura 49.	Curva granulométrica do solo utilizado.	68
Figura 50.	Solo utilizado no estudo.	68
Figura 51.	Geossintéticos usados na campanha de ensaios: a)geogrelha biaxial, b)geogrelha uniaxial e c)geotêxtil tecido respectivamente.....	69
Figura 52.	GTX a) intacta, b)DDI EC1 e c) DDI EC2.....	70

Figura 53.	a) GGRb intacta, b)DDI EC1 e c) DDI EC2.	71
Figura 54.	a) GGRu intacta, b) DDI EC1 e c) DDI EC2	71
Figura 55.	Geometria de GGRb (Costa-Lopes, 2001).	72
Figura 56.	Geometria de GGRu (Paula, 2003).	72
Figura 57.	Equipamentos utilizados para; a)espalhamento e nivelamento; b) compactação (adaptado de (Lopes et al., 2001)).	75
Figura 58.	Sequência da execução dos aterros experimentais (Pinho-Lopes, 2004b).	75
Figura 59.	Microscópio ótico digital Bresser DM 400.	76
Figura 60.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras intactas de GTX.	80
Figura 61.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras de GTX DDI EC1.	81
Figura 62.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras de GTX DDI EC2.	81
Figura 63.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para os três tipos de GTX: intacto, EC1 e EC2.	83
Figura 64.	Fotografias em microscópio ótico do GTX: a)intacto, b)DDI EC1, c) DDI EC2.	83
Figura 65.	Aspecto visual do GTX, a)intacto, b)DDI EC1, c) DDI EC2.	84
Figura 66.	GGRb: a) intacta, b)DDI EC1, c)DDI EC2.	84
Figura 67.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três provetes intactas da GGRb.	86
Figura 68.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio, para três provetes da GGRb DDI EC1	86
Figura 69.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio, para três provetes da GGRb DDI EC2.	87
Figura 70.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para os três tipos de Geogrelhas SS40 ensaiadas: intacto, DDI 90% e DDI 98%.	88
Figura 71.	Fotografias em microscópio ótico da GGRb: a)intacta, b)DDI EC1, c) DDI EC2.	89
Figura 72.	Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para a GGRu.	92
Figura 73.	Aspecto visual GGRu: a)intacta, b) DDI EC1, c) DDI EC2.	92
Figura 74.	Fotos em microscópio ótico da GGRu: a)intacta, b) DDI EC1, c) DDI EC2.	94

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Consequências da DDI <i>versus</i> função do geossintético. Adaptado de (Paula, 2003).....	9
Tabela 2. Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação. Adaptado de Christopher et al. (1984) por Azambuja (1994).	11
Tabela 3. Classificação das Lesões em Geossintéticos. Adaptado de Billing et al. (1990) por Nascimento (2002).	13
Tabela 4. Classificação das Lesões no Geotêxtil Não Tecido Conforme a Forma e as Dimensões. Adaptado de Azambuja (1994) por Nascimento (2002).....	14
Tabela 5. Resistência Remanescente das Amostras de Geotêxteis Danificados (Aguiar, 2008).	15
Tabela 6. Fatores de Dano para Geotêxteis Não Tecidos. Adaptado de Azambuja (1994).	15
Tabela 7. Classificação simplificada da capacidade de sobrevivência dos geossintéticos. Adaptado de Christopher et al. (1991) por Nascimento (2002).....	16
Tabela 8. Classificação da capacidade de sobrevivência requerida. Adaptado de (Allen, 1991) por Nascimento (2002).	16
Tabela 9. Intervalo de factores de dano mecânico sugerido para cada geotêxtil. Adaptado de Azambuja (1997).....	17
Tabela 10. Exigências relativas à capacidade de sobrevivência dos geossintéticos aos processos de instalação em obra. Adaptado de Holtz et al. (1998) por Pinho-Lopes et al. (2010).	18
Tabela 11. Exigências relativas à capacidade de sobrevivência em função da espessura de material sobre o geossintético e das características do equipamento de construção. Adaptado de Holtz et al. (1998) por Pinho-Lopes et al. (2010).....	19
Tabela 12. Equipamentos de ensaio de corte em plano inclinado de geossintéticos em diversas instituições de investigação -parte 1 (Aguiar, 2003).	45
Tabela 13. Equipamentos de ensaio de corte em plano inclinado de geossintéticos em diversas instituições de investigação -parte 2 (Aguiar, 2003).	45
Tabela 14. Características granulométricas do solo ensaiado	69
Tabela 15. Características físicas do solo ensaiado.....	69
Tabela 16. Características geométricas da GGRb.	72
Tabela 17. Características geométricas da GGRu.	72
Tabela 18. Características granulométricas do solo utilizado no aterro de danificação experimental.....	73
Tabela 19. Caracterização laboratorial do solo utilizado no aterro de danificação experimental.....	73
Tabela 20. Programa de ensaios efetuados.....	77
Tabela 21. Programa de fotografias realizadas.....	77
Tabela 22. Valores de $f_{(\beta)}$ em função do ângulo β	78
Tabela 23. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX intacto.....	79
Tabela 24. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX DDI EC1.....	79
Tabela 25. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX DDI EC2.....	80

Tabela 26.	Resumo de resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para o GTX.	83
Tabela 27.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinada da GGRb intacta.	85
Tabela 28.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinada da GGRb EC1.	85
Tabela 29.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinado da GGRb EC2.	85
Tabela 30.	Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para a GGRb.	88
Tabela 31.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu intacta.	91
Tabela 32.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu DDI EC1.	91
Tabela 33.	Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu DDI EC1.	91
Tabela 34.	Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para a Geogrelha 55RE.	94
Tabela 35.	Coeficientes de redução para a danificação durante a instalação referente à propriedade de atrito da interface solo-geossintético.	95

LISTA DE ACRÓNIMOS

DDI	Danificação Durante a Instalação
GSY	Geossintético
GGRu	Geogrelha Uniaxial
GGRb	Geogrelha Biaxial
GTX	Geotêxtil
ISO	Organização Internacional de Normalização
IGS	Sociedade internacional de Geossintéticos
NP	Norma Portuguesa
EN	Norma Europeia
FS	Factor de Segurança
LGS	Laboratório de Geossintéticos
CR	Coeficiente de Redução
U_d	Perímetro Específico das Lesões
CPI	Corte em Plano Inclinado
M_A	Massa de polímero por área de geossintético
AASHTO	American Assoc. of State Highway and Transportation Officials
NR	Valor considerado superior a 50% de perda da resistência
CR_{DDI}	Coeficiente de redução DDI
f_d	Fator de dano mecânico
f_(β)	Força que impede que a caixa superior se desloque quando vazia
FEUP	Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto
T_f	Percentagem de resistência à tração remanescente
D	Diâmetro
EC	Energia de compactação
ID	Índice de compacidade

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os geossintéticos desempenham um papel cada vez mais preponderante nas obras de engenharia. Seu baixo custo, grande eficiência, e pouca necessidade de mão-de-obra especializada para sua aplicação, além da crescente diversidade de tipos e funções, fazem com que seu emprego cresça em escala exponencial.

Uma das questões fundamentais relativas aos geossintéticos e à sua aplicação em obras de engenharia civil diz respeito à durabilidade destes materiais (Pinho-Lopes et al., 2010). Os geossintéticos podem sofrer variações de suas características tanto a curto, quanto a longo prazo, e principalmente sofrerem com danos durante a instalação, antes mesmo de entrarem em serviço.

Percebe-se ser imprescindível que para o geossintético “funcionar” na obra durante todo o tempo para qual foi especificado, precisa que primeiramente sobreviva à fase de instalação. Por conseguinte, é necessário adotar critérios de sobrevivência do material, de modo que este tenha capacidade para resistir aos processos de degradação que ocorrem durante a instalação, e que também ocorrerão ao longo do tempo, sendo dimensionado atentando prever esse efeito no seu desempenho .

Desta forma, durante o dimensionamento das estruturas com geossintéticos, a danificação durante a instalação e outros fenômenos, levam ao emprego de grandes factores redutores de desempenho das propriedades dos mesmos (Rosário, 2008).

1.2. MOTIVAÇÃO

Saber como se processam as variações das propriedades dos geossintéticos após a instalação e durante a vida em obra, e principalmente quantificá-las, é de suma importância para especificação e dimensionamento seguro e viável destes materiais em obras.

Como já explicitado é imprescindível que o geossintético suporte os danos sofridos durante a sua própria instalação. Por conseguinte, é necessário adotar critérios de sobrevivência do material, de modo que este tenha capacidade para resistir aos processos de degradação que vão ocorrer nesta fase da obra (Figura 1).

Em muitos métodos de dimensionamento a adoção destes critérios de sobrevivência, passa pela aplicação de fatores de redução de algumas propriedades funcionais dos materiais, tentando se contabilizar a redução dessas propriedades associada à instalação.

Alguns autores têm procurado avaliar as perdas nas propriedades dos geossintéticos associadas aos processos de instalação em obra (Pinho-Lopes et al., 2010). Estes estudos resultam numa melhor compreensão nas variações das características dos geossintéticos sujeitos a danificação durante a instalação (DDI). Permitindo atribuir fatores de redução mais próximos da realidade, aumentando a segurança e diminuindo custo.

Porém a avaliação da DDI no desempenho dos geossintéticos depende de quais propriedades se pretende conservar, sendo de suma importância que se avalie particularmente o efeito da danificação para cada aplicação a que se destina o material.

Claramente a aplicação equivocada de fatores de redução podem resultar em subdimensionamentos, que tem consequências claras no desempenho do sistema projetado. Já superdimensionamentos, por um lado podem estar do lado da segurança, mas por outro pode aumentar desnecessariamente os custos da solução em geossintético e inviabilizar até a sua aplicação.

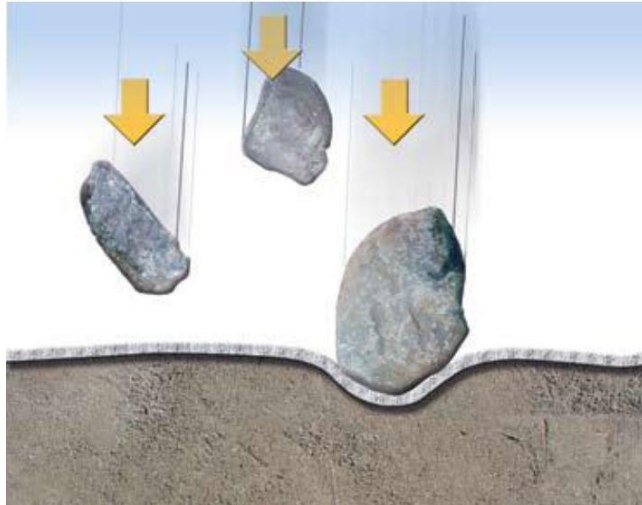


Figura 1. Lançamento de agregado sobre geotêxtil, exemplo de ação que leva a DDI, (BIDIM, 2010).

1.3. OBJETIVO

Procura-se avaliar a influência da danificação durante a instalação de geossintéticos, em aplicações onde é de suma importância a transferência de esforços entre o geossintético e o solo adjacente quando a rotura de corte ocorre num plano inclinado. Busca-se assim explicitar e discutir os resultados encontrados ao ensaiar num aparelho de corte em plano inclinado, uma série de geossintéticos danificados previamente em campo. Com estes ensaios procurou-se determinar e quantificar a perda de desempenho destes materiais quando sujeitos a danificação na fase de instalação.

Estes estudos, a exemplo deste, vão resultar numa melhor compreensão nas variações das características dos geossintéticos sujeitos as DDI's permitindo atribuir coeficientes de redução mais próximos da realidade, aumentando a segurança e diminuindo custo.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O escopo desta dissertação consiste em cinco capítulos, cujos conteúdos estão dispostos à seguir:

- Capítulo I: é mostrada uma breve apresentação da dissertação, explicitando sua motivação e objetivo,
- Capítulo II: consiste de uma revisão bibliográfica do fenômeno de Danificação Durante a Instalação em geossintéticos;
- Capítulo III: é examinado o fenômeno de interação solo-geossintético, diferenciando os ensaios que caracterizam melhor esta interação em cada aplicação de geossintéticos na engenharia;
- Capítulo IV: mostra o ensaio de corte em plano inclinado, detalhando o equipamento e os procedimentos utilizados neste ensaio;
- Capítulo V: apresenta os materiais e as metodologias utilizadas na investigação, expõe e analisa os resultados obtidos nos ensaios de corte em plano inclinado, e apresenta as conclusões e sugestões para futuras pesquisas sobre o assunto.

2. DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS

2.1. A DANIFICAÇÃO MECÂNICA NO GEOSSINTÉTICO

Segundo Nascimento (2002) a danificação mecânica é toda transformação da estrutura do geossintético resultante de esforços ocorridos durante seu manuseio, instalação e compactação de solo sobrejacente. Este fenômeno tem origem essencialmente, em condições de contacto entre o geossintético e os materiais que rodeiam ou que são utilizados nos processos construtivos. Daí que, alguns autores utilizem a designação de danificação mecânica, como alternativa à expressão danificação durante a instalação em obra. (Pinho-Lopes et al., 2010).

Outros pesquisadores distinguem ainda duas fases de danificação mecânica: aquelas ocorridas até a compactação e as decorrentes das solicitações de serviço (Paulson, 1990). Segundo Billing et al. (1990) os reforços que já estiverem em serviço podem ter suas lesões agravadas, especialmente se submetidos a cargas essencialmente dinâmica, como no caso de reforços de pavimentos de baixo custo.

Assim durante a fase de instalação, o manuseamento do geossintético, bem como as operações de colocação de material de aterro e compactação sobre estes materiais podem ocasionar danos que levam a perda de desempenho dos geossintéticos. Azambuja (1994) referencia que o dano mecânico é maior para solos de granulometria grosseira, camadas de solo pouco espessas, mecanização intensa de terraplenagem e energias de compactação mais elevadas.

Segundo Greenwood (1998) citado por Rosário (2008), a danificação mecânica durante a instalação é a principal causa de alteração nas propriedades dos geossintéticos a considerar, em casos de aplicações com um tempo de vida útil a variar entre 10 e 100 anos.

As operações de remoção, preparação da superfície, manuseamento e colocação do geossintéticos, espalhamento e compactação não são suaves e, na maioria dos casos, são realizados por trabalhadores muito pouco sensíveis à delicadeza destas operações,[Greenwood (1998) citado por Paula (2003)]. Sendo assim o projectista tem, na etapa de dimensionamento da estrutura, que considerar tais danos fazendo com que o geossintético sobreviva, e instalado mantenha ainda desempenho mínimo que faça frente, dentro da margem de segurança, a resistir às acções que foi especificado.

Percebe-se desta forma que para atingir tal objetivo há dois caminhos a seguir: controla-se o processo de instalação diminuindo a DDI; e/ou sobredimensiona-se o geossintético prevendo-se sua perda de resistência às acções a curtíssimo prazo. Segundo Brau (1998) esta última é a forma mais usual, e obviamente mais segura, visto que diminui a responsabilidade do controle da instalação e conseqüentemente da mão-de-obra empregada. Não sendo contudo do ponto de vista técnico e sobretudo financeiro, a mais acertada, pois não privilegia a melhor técnica nem a diminuição de custos com material.

2.2. NATUREZA DA DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

Como explicitado anteriormente a danificação mecânica é a principal degradação a considerar durante a instalação do geossintético em obra. Convém desta forma analisar a natureza e consequência desta danificação em cada aplicação da engenharia.

Na Tabela 1 representa-se resumidamente as consequências da danificação mecânica na instalação correlacionando com a função do geossintético. Da figura percebe-se a indicação de redução de resistência, que por vezes pode ser muito significativa, quando se tem a função de reforço. Usualmente os danos devido a DDI são avaliados comparando-se o desempenho, seja pela resistência mecânica, capacidade de filtragem, fluência, etc., de uma amostra intacta com uma amostra recém-instalada, já sujeita às condições de

instalação. A partir destes parâmetros quantitativos de suas propriedades define-se o chamado fator de redução ao dano mecânico.

Tabela 1. Consequências da DDI *versus* função do geossintético. Adaptado de (Paula, 2003).

Aplicação do Geossintético	Consequências da Danificação durante a instalação
Reforço	Redução de resistência (pode ser muito significativa)
Filtração e/ou separação	Perfurações \Rightarrow redução da eficácia da função
Barreira de fluidos	Pequenos cortes iniciais \Rightarrow grandes aberturas \Rightarrow deixam de cumprir a função

Nascimento (2002) sugere que os principais danos causados ao geossintético na instalação acontecem na fase de compactação do solo sobre o material, descuidos despercebidos na própria instalação, além do tráfego de equipamentos pesados e o contato brusco com objetos pesados.

Para aferir o grau de danificação mecânica durante a instalação dos geossintéticos, duas tipologias de amostras danificadas podem ser usadas nos ensaios:

1. amostras exumadas de geossintéticos que já tenham sido submetidas as condições de instalação em campo, porém antes de entrarem em serviço;
2. amostras danificadas em laboratório através de simulação das condições de instalação. Esta simulação deve seguir o preconizado pela Norma Européia EN 10722-1 (Geotextiles and geotextile-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular material). Um exemplo de equipamento de indução de DDI em geossintéticos é mostrado na Figura 2.



Figura 2. Equipamento de Danificação de Geossintético da FEUP. Adaptado de (Paula, 2003)

Nos dois procedimentos referidos os geossintéticos danificados são submetidos a ensaios de modo a avaliar a alteração induzida pela danificação na(s) propriedade(s) de referência

Na Tabela 2 Christopher et al. (1984), explicitam o grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação. Ainda estudos realizados por Cristopher et al. (1998), revelam que para equipamento de compactação pesado, um acréscimo do número de passagens sobre a camada de aterro, não se traduz num agravamento substancial das danificações induzidas no geossintético (Rosário, 2008).

Tabela 2. Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação. Adaptado de Christopher et al. (1984) por Azambuja (1994).

Condições de preparação do solo subjacente ao geossintético	Equipamentos de construção e 15 a 30 cm de espessura do material de aterro inicial sobrejacente ao geossintético		
	Equipamentos de compactação suaves (<27 KPa)	Equipamentos de compactação médios (=27 KPa e =55 KPa)	Equipamentos de compactação pesados (>55 KPa)
Liso e nivelado	Suave	Moderado	Elevado
Foi-lhe retirado obstáculos mais significativos	Moderado	Elevado	Muito elevado
Provido uma preparação mínima exigida	Elevado	Muito elevado	Não recomendado
Para outras espessuras iniciais do solo sobrejacente e detalhes específicos, ver referência.			

O controle da perda de desempenho de geossintéticos nas aplicações como reforço é ainda mais necessário, pois fica óbvio que a factível diminuição de resistências pode mesmo por em causa a estabilidade da obra, já que o geossintético terá, se não previsto, uma perda perigosa de desempenho, levando a possíveis colapsos e pondo em risco vidas humanas.

Das questões mais controversas sobre a DDI sofrida pelo geossintético se refere se o mesmo manterá a longo prazo comportamento semelhante que a curto prazo. Quando vários agentes de degradação actuam simultaneamente sobre os geossintéticos danificado é possível que haja alguma sinergia positiva ou negativa, (Paula, 2003). Estes fatores serão discutidos posteriormente mais detalhadamente, para o caso específico da interação solo-geossintético.

2.2.1. Aspecto Visual da Danificação Mecânica

Os possíveis danos provocados durante a instalação do geossintético podem ser constatados visualmente através de abrasões, contusões, cortes, furos ou rupturas dos fios e ligações do material. Brau (1998) citado por Pinho-Lopes (2004) refere que dependendo das granulometria das partículas em contato

com o geossintético pode até mesmo haver desintegração total do geossintético.

Na Figura 3 se apresentam geossintéticos sujeitos a DDI de aterros *en-tout-venant* e em solo residual granítico (Lopes et al., 2001) citado por (Paula, 2003). Observa-se que os geossintéticos perdem o brilho inicial, apresentam-se debilitados e com perturbações mais ou menos extensas. Alguns apresentam cortes, pregas, rasgos e perfurações (Figura 3, b, c,d). Outros apresentam-se bastante danificados com desintegração numa determinada área (Figura 3-e) (Paula, 2003).

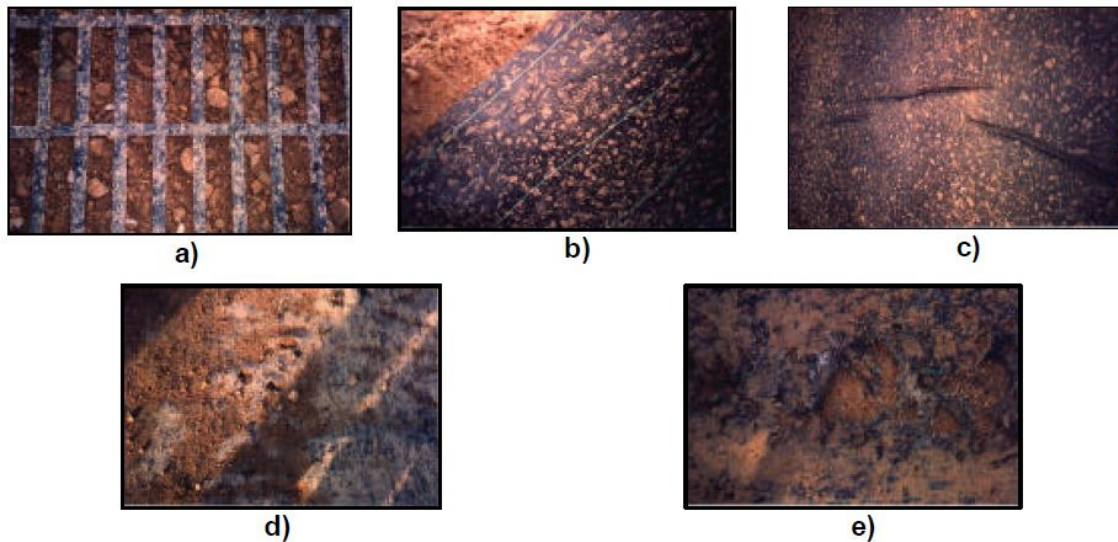


Figura 3. Aspectos de alguns geossintéticos após a sua remoção. Adaptado de Lopes et al., (2001) por Paula, (2003).

As amostras exumadas são muito úteis para a avaliação da DDI sendo importante para aceitação de uma determinada metodologia construtiva. Porém, autores como Nascimento (2002) referem que não há referências suficientes para adotar-se um critério de inspeção com esta finalidade. Sendo assim, percebe-se que a inspeção visual da danificação do geossintético deve ser encarada apenas como uma análise preliminar, pois obviamente não é possível dela estimar com mínima precisão a alteração das propriedades dos geossintéticos resultantes da DDI. Fica claro portanto, que para determinação de fatores de redução confiáveis nas propriedades dos geossintéticos, é necessário utilizar outros métodos.

Visando classificar visualmente os danos mecânicos alguns autores desenvolveram estudos neste sentido.

Nascimento (2002) cita Koerner et al. (1990) que propuseram uma avaliação do dano mecânico em geotêxteis pela frequência de furos com diâmetro superior a 6mm. O estudo foi realizado em 48 obras nos Estados Unidos, analisando 75 produtos distintos. Os autores relacionaram a perda de resistência com o número de lesões observado. Os ambientes de instalação foram classificados segundo a frequência das lesões. Entretanto, os autores não obtiveram uma boa correlação entre perda da resistência e o número de furos. Segundo Azambuja (1994) isto ocorreu provavelmente porque os mesmos agruparam diferentes tipos de geotêxteis no mesmo experimento.

Billing et al. (1990) propuseram critérios visuais baseados no tipo de lesão provocado pela DDI. Na Tabela 3 são apresentadas as classificações propostas por estes autores para geotêxteis e geogrelhas. Há de se ressaltar que não se apresentam correlações entre a frequência de danos e a perda de resistência, (Nascimento, 2002).

Tabela 3. Classificação das Lesões em Geossintéticos. Adaptado de Billing et al. (1990) por Nascimento (2002).

	Lesão	Descrição
Geotêxteis Tecidos	Corte	Mais de um fio inteiramente rompido
	Ruptura	Um fio rompido isoladamente
	Contusão	Abrasão associada com distorção da estrutura e dos fios
	Desgaste	Abrasão e distorção da estrutura, menos intensa que a contusão
	Fibrilação	Ruptura das fibras superficiais em região definida
Geogrelhas	Talho	Corte longitudinal no elemento (transversal ou longitudinal)
	Corte	Ruptura completa do elemento
	Incisão	Corte transversal parcial do elemento
	Contusão	Amasso ou distorção dos elementos
	Desgaste	Área de severa abrasão

Azambuja (1994) apresenta um programa experimental desenvolvido para avaliar a manifestação dos danos mecânicos em geotêxteis não tecidos de poliéster, quando associados a solos granulares grosseiros. Uma camada

experimental foi construída, impondo-se sobre o geotêxtil uma energia de compactação de 4100 J/m^2 . Após a compactação, o geotêxtil foi exumado e dividido em 52 células de $0,5\text{m}^2$ para quantificação das lesões. Baseado em inspeção visual, o autor propõe um critério de classificação para o dano mecânico conforme Tabela 4. Segundo conclui Aguiar (2008), este critério é mais simples e prático do que o critério proposto por Billing et al. (1990).

Tabela 4. Classificação das Lesões no Geotêxtil Não Tecido Conforme a Forma e as Dimensões. Adaptado de Azambuja (1994) por Nascimento (2002).

Tipo	Descrição	Dimensões	Perímetro da lesão
Contusão	Forte distorção mas sem orifícios	–	9.425mm
Corte	Orifício com forma alongada	$c < 5\text{mm}$	9.000mm
		$5 \leq c < 8\text{mm}$	13.000mm
		$c \geq 8\text{mm}$	Medido
Furo	Orifício com forma aproximadamente circular	$\varnothing < 2\text{mm}$	4.712mm
		$2 \leq \varnothing < 4\text{mm}$	9.425mm
		$4 \leq \varnothing < 6\text{mm}$	15.708mm
		$\varnothing \geq 6\text{mm}$	Medido

A quantificação do dano foi correlacionada com o perímetro específico das lesões que pode ser definido como a razão entre o somatório dos perímetros de todas as lesões visualmente identificáveis e a área da amostra exumada de geotêxtil (Aguiar, 2003). Desta forma, Azambuja (1994) propôs critérios para identificar a classe do dano em função do perímetro específico das lesões (U_d) e da resistência à tração remanescente, como indica a Tabela 5. O critério de avaliação da DDI baseado no perímetro específico das lesões possui uma boa correlação com a resistência remanescente das amostras exumadas de geotêxteis não tecidos, (Aguiar, 2008).

Sabendo a perda de resistência a tração das amostras exumadas Azambuja (1994) relacionou-a com o dano verificado. Com isso propôs aferir se os fatores de redução considerados em projeto são compatíveis com a prática construtiva adotada na obra. A Tabela 6 mostra um resumo dos dados que obteve.

Tabela 5. Resistência Remanescente das Amostras de Geotêxteis Danificados (Aguiar, 2008).

Classe do Dano	U_d (m/m ²)	T_f (%)
Leve	0 - 2	80 - 100
Moderada	2 - 5	63 - 80
Intensa	5 - 13	54 - 75
Inadmissível	> 13	< 50

T_f = porcentagem de resistência à tração remanescente

Tabela 6. Fatores de Dano para Geotêxteis Não Tecidos. Adaptado de Azambuja (1994).

Classe de dano	Perímetro específico de dano	Fatores de dano mecânico (f_d)
Leve	0-2	1,00-1,25
Moderada	2-5	1,25-1,60
Intensa	5-13	1,40-1,90
Inadmissível	>13	NR

Onde : NR = Valor considerado superior a 50% de perda de resistência.

2.3. CAPACIDADE DE SOBREVIVÊNCIA

Segundo Azambuja (1994), capacidade de sobrevivência é o termo empregado para definir a resistência que um geossintético possui diante dos esforços induzidos pela construção e operação inicial do sistema ao qual este material é destinado. Nascimento (2002) cita que esta definição, inicialmente específica dos geotêxteis, deve-se à prática americana de Christopher et al. (1991), que classificaram os geotêxteis em categorias de baixa, moderada e alta capacidade de sobrevivência, de acordo com as respectivas características estruturais com a indicação da massa de polímero por área de material geossintético (gramatura - M_A), conforme mostrado na Tabela 7 .

Tabela 7. Classificação simplificada da capacidade de sobrevivência dos geossintéticos. Adaptado de Christopher et al. (1991) por Nascimento (2002).

Capacidade de sobrevivência	Geotêxteis	
	tecido	não tecido
Baixa	$M_A < 135 \text{g/m}^2$	$M_A < 150 \text{g/m}^2$
Moderada	$135 \leq M_A \leq 150 \text{g/m}^2$	$150 \leq M_A \leq 300 \text{g/m}^2$
alta	$M_A > 150 \text{g/m}^2$	$M_A > 300 \text{g/m}^2$

Allen (1991), durante a Conferência Mundial de Geossintéticos de 1991, propôs uma tabela para classificar a capacidade de sobrevivência requerida para construção de sistemas de contenção em solo reforçado, conforme mostrado na Tabela 8.

Tabela 8. Classificação da capacidade de sobrevivência requerida. Adaptado de (Allen, 1991) por Nascimento (2002).

Tipo de equipamento	Aterro	Espessura da camada		
		< 15cm	15 a 30cm	> 30cm
Leve e rebocado	Areia fina a grossa, grãos sub-arredondados	Baixa	Baixa	Baixa
	Areia e cascalho grad., grãos sub-ang., $\phi < 75 \text{mm}$	Moderada	Baixa	Baixa
	Cascalho mal grad., grãos angulosos, $\phi > 75 \text{mm}$	Muito alta	Alta	Moderada
Auto propelido	Areia fina a grossa, grãos sub-arredondados	Moderada	Baixa	Baixa
	Areia e cascalho grad., grãos sub-ang., $\phi < 75 \text{mm}$	Alta	Moderada	Baixa
	Cascalho mal grad., grãos angulosos, $\phi > 75 \text{mm}$	Não recom.	Muito alta	Alta

Apesar de existirem diversos estudos a mostrar uma preocupação com os danos mecânicos nos geossintéticos, observa-se que a maioria dos experimentos não foram realizados com condições de instalação controladas. Só nos anos 90 que foram realizados alguns programas experimentais, nos quais foi possível a sistematização destas informações. Como refere Nascimento (2002), os ensaios foram realizados em amostras exumadas de

obras, de camadas experimentais ou de dispositivos para danos construídos em laboratório, e os resultados comparados aos obtidos em ensaios com amostras virgens usadas como amostras de referência. Usualmente determina-se o fator de dano mecânico f_d através da razão entre as resistências de curto prazo da amostra virgem e da amostra exumada depois de sujeitas às condições de instalação.

Vários outros autores e instituições, como a renomada American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), referem outras classificações para capacidade de sobrevivência dos geossintéticos. Azambuja (1997), pesquisou alguns trabalhos registados na literatura e recomenda um intervalo de factores de redução por dano mecânico, para cada tipo de polímero usado na fabricação de geotêxtil tecido (Tabela 9).

Tabela 9. Intervalo de factores de dano mecânico sugerido para cada geotêxtil. Adaptado de Azambuja (1997).

Geotêxtil	Capacidade de sobrevivência	Capacidade de sobrevivência requerida			
		Baixa	Moderada	Alta	Muito Alta
Tecido de prolipropileno	Baixa	1.30-1.45	1.40-2.0	NR	NR
	Moderada	1.20-1.35	1.30-1.80	NR	NR
	Alta	1.10-1.30	1.20-1.70	1.60-NR	NR
Tecido de poliéster	Alta	1.10-1.40	1.20-1.70	1.50-NR	NR
Não tecido de poliéster	Baixa	1.15-1.40	1.25-1.70	NR	NR
	Moderada	1.10-1.40	1.20-1.50	NR	NR
	Alta	1.05-1.20	1.10-1.40	1.35-1.85	NR

NR = Valor considerado superior a 50% de perda da resistência.

Uma perda de resistência superior a 50% é considerada inaceitável, já que segundo Rainey et al. (1993) e Koerner et al. (1990) citado por Azambuja (1997), não há necessidade de expor um geossintético ao dano demasiado, uma vez ser possível gerenciar minimamente as condições de instalação pela escolha e controle da metodologia construtiva.

Já Holtz et al. (1998) citados por Pinho-Lopes et al. (2010) apresentam às exigências relativas à capacidade de sobrevivência dos geossintéticos aos processos de instalação em obra (Tabela 10). Os mesmos autores também apresentam seguidamente às exigências de sobrevivência relacionando a

sobrevivência com a espessura do material sobre o geossintético e às características do equipamento de construção (Tabela 11).

Tabela 10. Exigências relativas à capacidade de sobrevivência dos geossintéticos aos processos de instalação em obra. Adaptado de Holtz et al. (1998) por Pinho-Lopes et al. (2010).

Condições de preparação da camada sobre o qual o geossintético é instalado	Espessura da camada de solo sobre o geossintético de 150 a 300mm Circulação do equipamento de construção permitida apenas após a colocação dessa camada		
	Equipamento de compactação		
	Suave (< 30kPa)	médio (entre 30 kPa e 60 kPa)	Pesado (> 60 kPa)
Camada livre de todos os obstáculos, excepto relva, ervas daninhas, folhas e restos finos de madeira. A superfície é lisa e está nivelada e as pequenas depressões e saliências não podem exceder 150mm de profundidade e altura; as restantes devem ser niveladas. Alternativamente pode ser colocada uma base lisa de trabalho.	Moderada / Baixa	Moderada	Elevada
Camada livre dos obstáculos de maiores dimensões (com dimensão superior à de ramos de árvore e rochas de pequena a média dimensão). Os troncos e cepos de árvores devem ser removidos ou cobertos parcialmente com uma base de trabalho. As depressões e as saliências não devem exceder os 450mm de profundidade e altura; as restantes devem ser niveladas.	Moderada	Elevada	Muito elevada
Apenas com a preparação mínima. As árvores devem tombadas, os ramos removidos e podem ser deixados no local. Os cepos devem cortados de forma a não saírem mais de 150mm acima do solo. O geossintético pode ser colocado directamente sobre os troncos e cepos de árvores, depressões e saliências grandes, ribeiros e pedras grandes. Estes elementos só devem ser removidos se, quando colocado o geossintético e o material de cobertura, houver distorção da superfície da estrada acima.	Elevada	Muito elevada	Não recomendado

Notas da tabela:

1. As recomendações referem-se a cobertura inicial de 150 a 300mm. Para outros valores:
300 a 450mm: reduzir um nível as exigências relativas à capacidade de sobrevivência;
451 a 600mm: reduzir dois níveis;
> 600mm: reduzir três níveis;
2. Para técnicas de construção especiais, aumentar um nível as exigências relativas à capacidade de sobrevivência;
3. A colocação de um espessura inicial elevada de material de cobertura pode conduzir a rotura por punçoamento em solos moles;
4. Esta tabela se refere a construção de aterros, em que as pressões de contacto são inferiores às dos equipamentos utilizados na construção de estradas.

Tabela 11. Exigências relativas à capacidade de sobrevivência em função da espessura de material sobre o geossintético e das características do equipamento de construção. Adaptado de Holtz et al. (1998) por Pinho-Lopes et al. (2010).

Construção		Material de cobertura do geossintético		
		Areia fina até seixos com 50mm, rolada a sub-angular	Material grosseiro com dimensão de partículas até metade da espessura da camada; pode ser angular	Alguns até grande parte do material com dimensão superior a metade da espessura da camada; variando de angular a material com faces cortantes e com poucos finos
Espessura da camada de solo sobre o geossintéticos de 150mm a 300mm	Equipamento de compactação suave (<30kPa)	Moderada / Baixa	Moderada	Elevada
	Equipamento de compactação médio (30 a 60 kPa)	Moderada	Elevada	Muito elevada
Espessura da camada de solo sobre o geossintéticos de 300mm a 450mm	Equipamento de compactação médio (30 a 60 kPa)	Moderada / Baixa	Moderada	Elevada
	Equipamento de compactação pesado (> 60 kPa)	Moderada	Elevada	Muito elevada
Espessura da camada de solo sobre o geossintéticos de 450mm a 600mm	Equipamento de compactação pesado (> 60 kPa)	Moderada / Baixa	Moderada	Elevada
Espessura da camada de solo sobre o geossintéticos > 600mm	Equipamento de compactação pesado (> 60 kPa)	Moderada / Baixa	Moderada / Baixa	Moderada

Notas:

1. Para técnicas de construção especiais, aumentar um nível as exigências relativas à capacidade de sobrevivência;
2. A colocação de uma espessura inicial elevada de material de cobertura pode conduzir a rotura por punçamento em solos moles;
3. Esta tabela se refere a construção de aterros, em que as pressões de contacto são inferiores às dos equipamentos utilizados na construção de estradas.

Pinho-Lopes et al. (2010) referem que nos últimos anos foi realizada em Portugal uma campanha de ensaios relativamente extensa, com o objetivo de contribuir para o conhecimento técnico-científico sobre a durabilidade dos

geossintéticos, em particular analisando os efeitos da danificação durante a instalação, em obras que empregaram estes materiais.

Os geossintéticos foram instalados em aterros provisórios e, portanto submetidos a condições reais de instalação em obra, com três solos distintos e com duas energias de compactação distintas; além disso foram submetidos a ensaios laboratoriais de DDI, de acordo com a norma ENV ISO 10722-1. Com os resultados desse trabalho procurou-se estudar e propor coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento de geossintéticos, nomeadamente para avaliar a DDI dos geossintéticos em obra (Pinho-Lopes et al., 2010).

O presente trabalho usou amostras exumadas desta campanha (Pinho-Lopes, 2004), e discutirá os resultados obtidos através da avaliação de desempenho no ensaio de corte em plano inclinado comparando com amostras de referência intactas.

3. ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

3.1. INTRODUÇÃO

A interação solo-geossintético é da maior importância em muitas aplicações desses materiais, nomeadamente em situações em que os geossintéticos atuam como reforço, ou mesmo quando são colocados sobre taludes constituintes, por exemplo, de sistemas de proteção contra erosão ou de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos (Costa-Lopes, 2001).

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

Neste capítulo pretende-se caracterizar e descrever estes fenômenos de interação entre os diferentes materiais que constituem estruturas com geossintéticos, assim como fazer referência e procurar quantificar a influência de diversos factores nos referidos fenômenos de interação.

Nos parágrafos seguintes segue-se-á de perto o exposto por Lopes (1999) citada por Costa-Lopes (2001) e Pinho-Lopes (2004).

3.2. COMPORTAMENTO DOS SOLOS GRANULARES

Os solos granulares são muito utilizados nos estudos da interação solo-geossintético, porque em grande parte das aplicações dos geossintéticos os materiais empregados podem ser considerados deste tipo (como é o caso dos aterros e dos sistemas de controlo de erosão de taludes e de drenagem lateral

de aterros de resíduos) e porque as suas propriedades são determinantes na eficácia das interações solo-geossintéticos.

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

No início do processo de corte o índice de vazios dos solos é maior do que o crítico e as tensões de corte induzem a reduções de volume. Como mostrado na Figura 4 a curva de tensão-deformação do solo não evidencia qualquer pico, a resistência máxima do solo é igual à resistência evidenciada pelos solos densos a volume constante e é mobilizada para grandes deformações, quando o índice de vazios do solo iguala o valor crítico.

Para além da compactação relativa existem outros parâmetros que podem influenciar o comportamento dos solos granulares, tais como a tensão de confinamento, a forma dos grãos e a curva granulométrica. O aumento da tensão de confinamento leva a redução do índice de vazios críticos do solo, tornando o seu comportamento menos dilatante e aproximando-se os valores das resistências de pico e volume constante. A forma dos grãos e a distribuição granulométrica destes influencia a compactação relativa do solo, já que arranjos mais soltos ou mais densos são determinados por estes dois parâmetros. Apesar da dimensão dos grãos não ter papel determinante no

comportamento dos solos granulares, é da maior importância no que se refere à interação solo-geossintético, especialmente quando o geossintético é uma geogrelha.

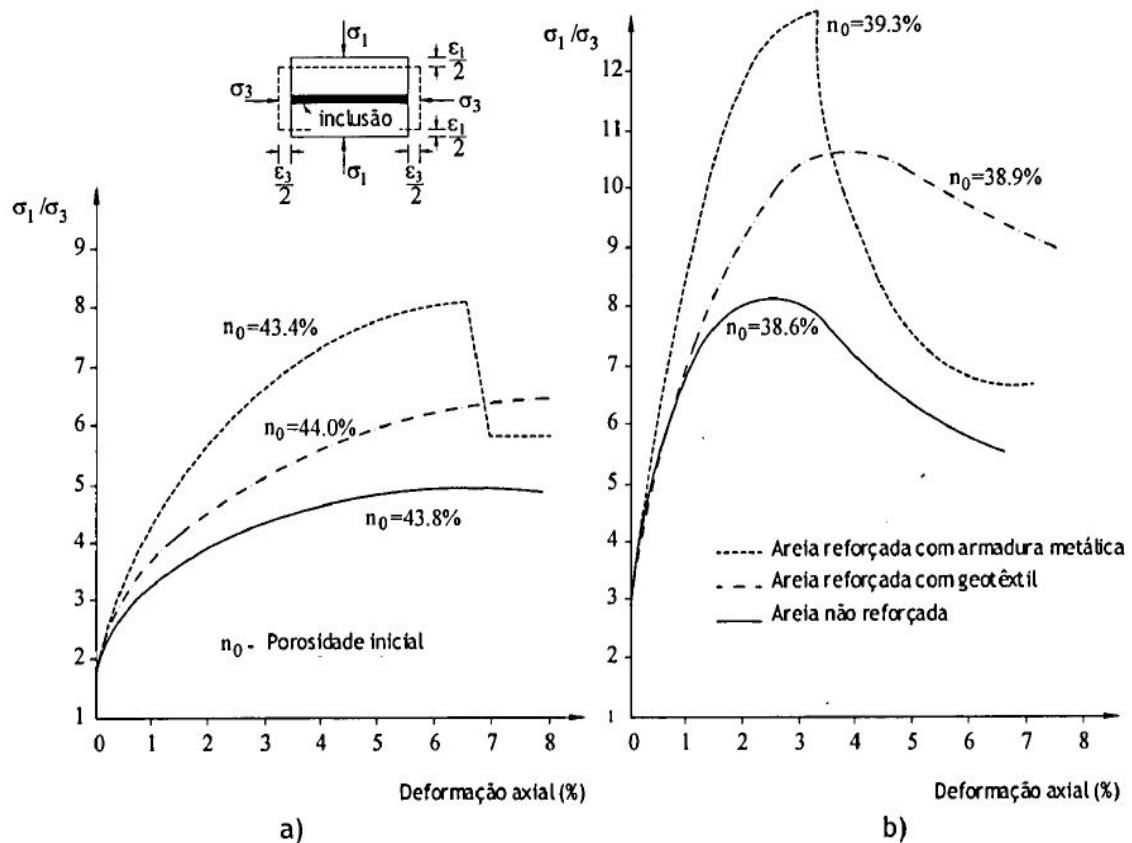


Figura 4. Curva tensão-deformação da areia reforçada: a) no estado solto; b) no estado denso Adaptado de McGown et al. (1978) por Pinho-Lopes (2004).

Analisando as curvas tensão-deformação verificadas por McGown et al. (1978) pode-se perceber que as características do comportamento dos solos granulares não se alteram quando reforçados, contudo, a sua resistência aumenta com a presença dos reforços, especialmente quando estes são colocados na direção das deformações de tração do solo, permitindo assim o desenvolvimento de tensões de tração nos reforços (Figura 4) (McGown et al., 1978) citado por (Pinho-Lopes, 2004).

3.3. MECANISMOS DE INTERAÇÃO E RESISTÊNCIA NA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

A interação solo-geossintético é a responsável pela adequada compatibilização de desempenhos dos materiais associados. O pleno conhecimento dos mecanismos pelos quais essa interação se desenvolve constitui o fator crítico na elaboração de projetos racionais de estruturas em solos reforçados, ou mesmo protegidos e/ou impermeabilizados com geossintéticos.

Segundo Pinho-Lopes (2004) as características da interação solo-reforço são fortemente determinadas pelo mecanismo de interação, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (índice de compacidade, forma e dimensões dos grãos, distribuição granulométrica, teor em água, etc) e pelas propriedades mecânicas, forma e geometria dos reforços, apesar de haver outros factores a intervir (tais como, a geometria do sistema de solo reforçado e o processo construtivo).

O estudo da interação solo-geossintético revela-se complexo devido à grande variedade de modos de interação. Porém para situações correntes pode-se ter 3 modos de solicitação principais na interface: (a) e (d)-atrito no reforço, (b)-tração no reforço e (c)-arranque. A Figura 5 apresenta uma seção típica de um muro, a ilustrar estes modos possíveis de interação solo-reforço (Aguiar, 2003).

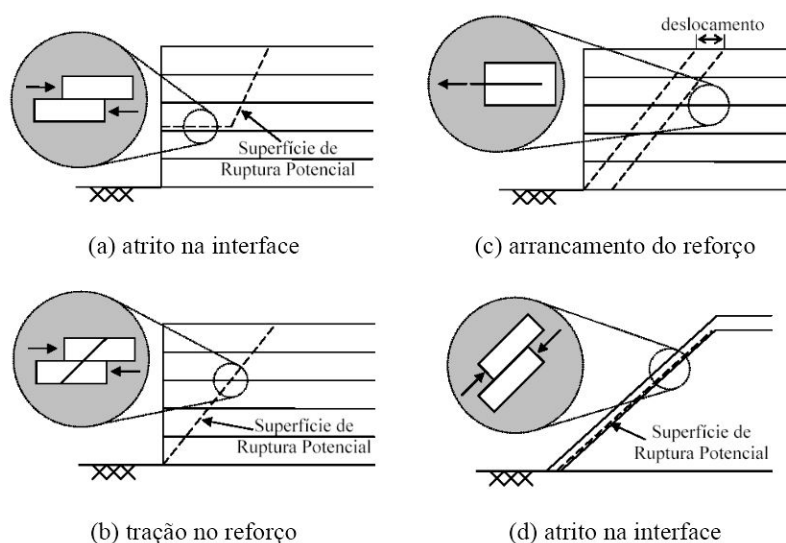


Figura 5. Modos de interação e movimentos relativos solo-geossintético. (Fontenla, 2003).

(i) Atrito na Interface Solo-Reforço

Neste caso tem-se a massa superior de solo deslocando-se em relação ao geossintético e o ensaio recomendado para quantificação desta interação é o de corte direto. As tensões desenvolvidas são função das deformações no solo imediatamente adjacente ao reforço e do deslizamento que se origina no contato entre ambos. À medida que ocorre o deslizamento verifica-se a formação de planos de ruptura paralelos à direção do reforço, cuja localização depende das características de deformação e de sua geometria. Se a inclusão for áspera, com reentrâncias, os planos de ruptura tenderão a se formar no solo. Se a superfície for lisa, e o material que constitui pouco rígido, a ruptura tenderá a ocorrer no contato, através do deslizamento dos grãos de solo ao longo da interface [(Castro, 1999) citado por (Aguiar, 2003)].

(ii) Tração no Reforço

A tração no reforço é máxima quando a superfície de ruptura o intercepta. A simulação desse movimento é feita em laboratório, colocando-se o reforço com uma inclinação específica e constante através do ensaio de corte direto com reforço inclinado (Castro, 2008).

(iii) Arranque

O arranque do reforço da massa de solo ocorre quando os esforços de tração aplicados neste, são superiores à resistência que o solo que o circunda oferece ao deslocamento relativo entre ambos. Similarmente ao que ocorre na condição de atrito de interface, são diversos os fatores que influenciam o mecanismo de transferência de tensões, e o ensaio utilizado para esta análise é o ensaio de arranque.

Para os casos específicos de aplicação em proteção ou mesmo impermeabilização de taludes pode recorrer-se ao ensaio de corte em plano inclinado.

Em termos gerais, nos sistemas de solo reforçados com geogrelhas, a interação é formada por dois mecanismos distintos. São eles: o mecanismo de atrito(Figura 6a), e o mecanismo de resistência passiva (Figura 6b).

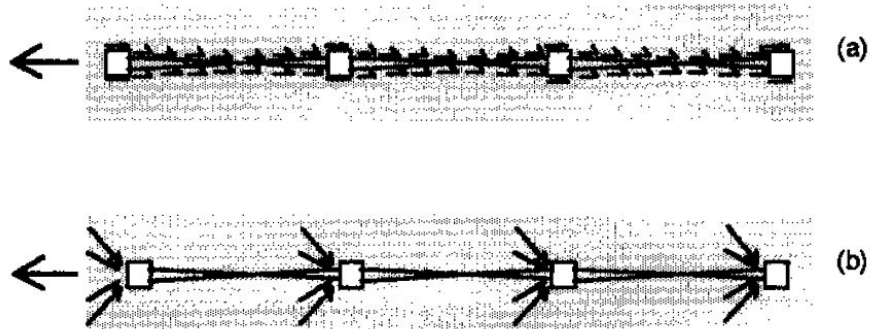


Figura 6. Mecanismos de interação solo-reforço: a) mecanismos de atrito; b) mecanismo de resistência passiva. Adaptado de Jeweel et al., (1998) por Júnior (2000).

No caso de geotêxteis e geomembranas o atrito lateral é o único mecanismo presente, já que não há acentuadamente o imbricamento do solo no geossintético, levando a resistência passiva. Especificamente para geomembranas há um fator de segurança ainda menor para o deslizamento da camada de cobertura, devido a menor interação solo-geomembrana, e conseqüente menor ângulo de atrito do conjunto.

Numa das aplicações mais comuns de geossintéticos, onde materiais como geomembranas desempenham papel de proteção ambiental do solo subjacente, impedindo contaminantes providos de lixos por exemplo (Figura 7), a geomembrana apresenta baixo fator de segurança ao deslizamento da camada de cobertura inaceitavelmente baixo. Sendo assim justifica as vezes a adoção de soluções com camadas de aderência com outros geossintéticos, como geogrelhas ou geotêxteis. Estes materiais trazem mais rugosidade a superfície de contato com a camada de aterro superior, provendo o conjunto de mais estabilidade e reduzindo as tensões de corte transferidas à geomembrana.

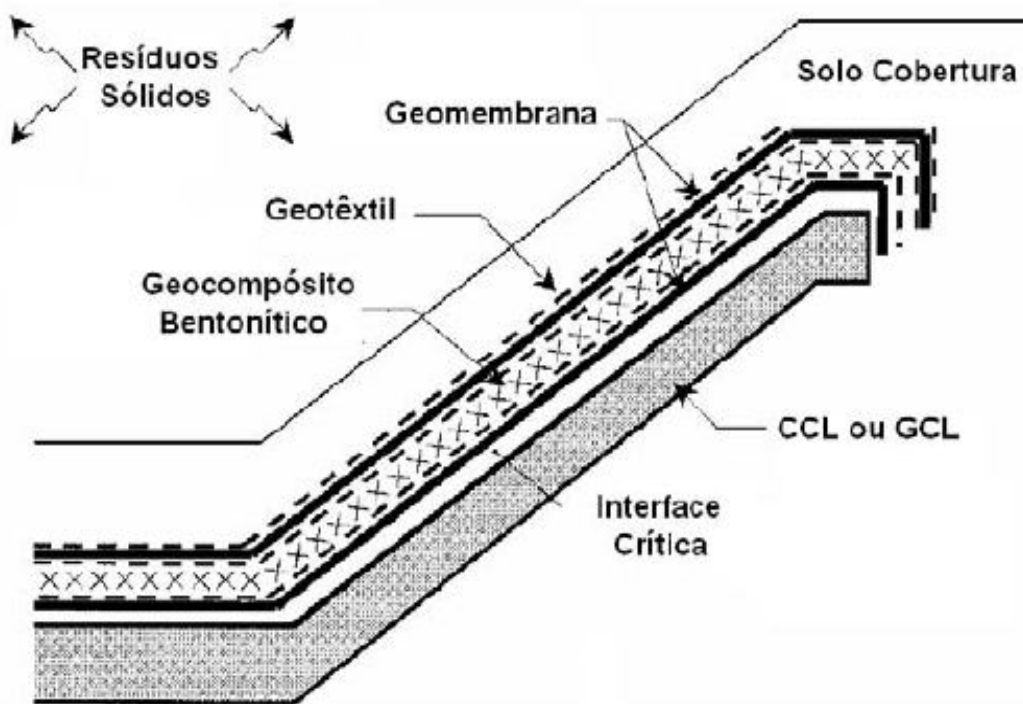


Figura 7. Mecanismo de interação em obra de proteção ambiental -Sistema linear geomembrana com camada de aderência. (Palmeira, 2009).

Especificamente para solo granulares, Lopes (2002), citada por Pinho-Lopes (2004), refere que a mobilização da resistência ao corte em solos granulares e geotêxteis é um fenômeno bidimensional, onde a dilatância é permitida, que é muito influenciado pela extensibilidade dos geotêxteis. Esta autora explicita ainda que, no caso das tiras o fenômeno é tridimensional, fortemente dependente das características de dilatância do solo e da rugosidade das superfícies do reforço (o volume do solo em corte em torno do reforço é influenciado pela geometria deste e pela rugosidade). No caso das geogrelhas o fenômeno pode também ser considerado tridimensional, mobilizando-se atrito lateral para pequenos deslocamentos e progressivamente impulso passivo nas barras transversais das grelhas à medida que o deslocamento aumenta.

A Figura 8 mostra a distribuição de tensões no caso de dilatância livre do solo (fenômeno bidimensional) e a dilatância impedida (fenômeno tridimensional).

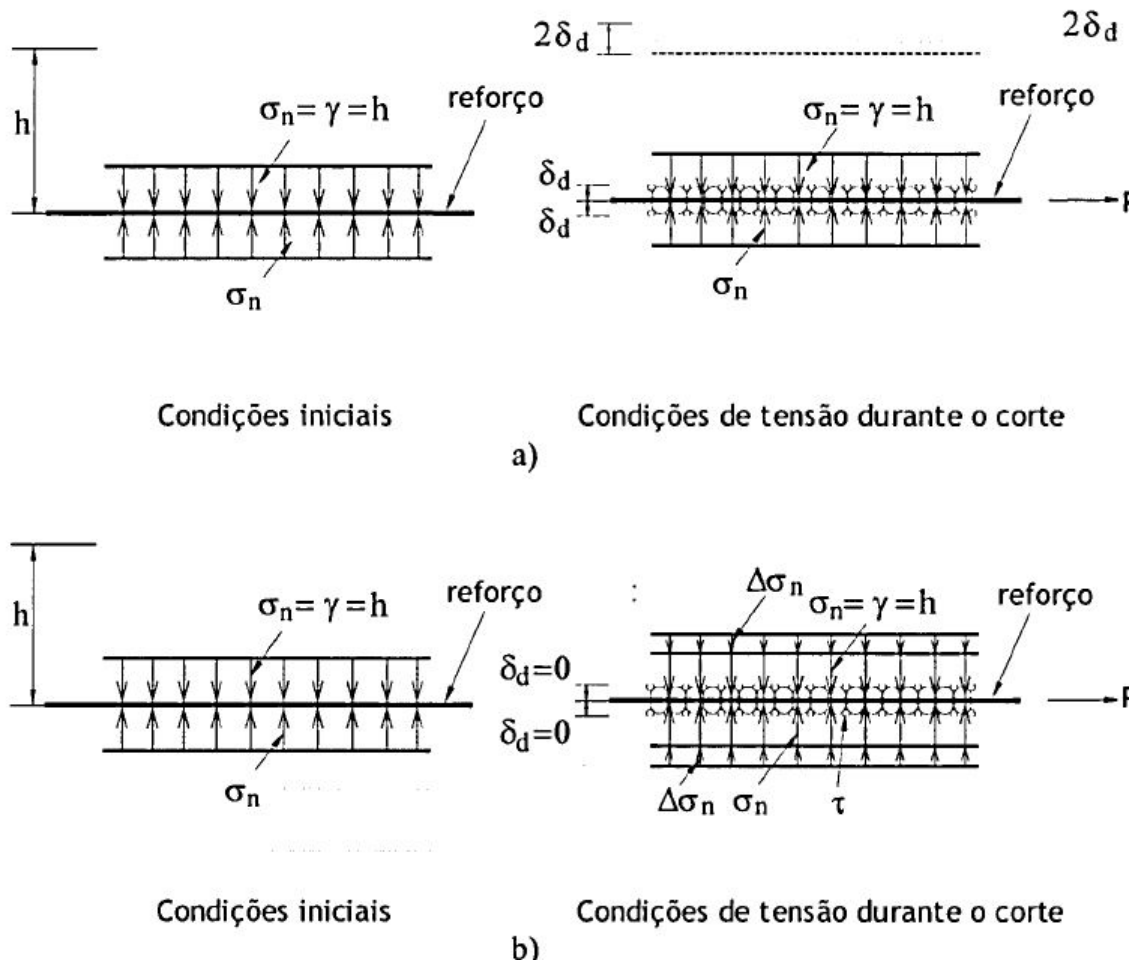


Figura 8. Condições de tensão no solo reforçado: a) dilatância livre; b) dilatância impedida. Adaptado de Hayashi et al (1994) por Pinho-Lopes (2004).

Baseado nos estudos de Jewell et al. (1987) citado por Júnior (2000), a respeito da influência da rigidez à tração do geossintético na interação com o solo, percebe-se que sendo as geogrelhas menos extensíveis do que os geotêxteis, a utilização das primeiras como elemento de reforço conduz a maior aumento da resistência do solo e da resistência mobilizada na interface solo-reforço do que quando são usados geotêxteis (Figura 9). O gráfico mostra a diferença de comportamento de um reforço extensível (baixa rigidez à tração) para um reforço inextensível (alta rigidez à tração), ou seja, dependendo da rigidez à tração do reforço, o maciço pode apresentar um comportamento frágil ou dúctil (quanto maior a rigidez, maior o grau de fragilidade do material) (Júnior, 2000).

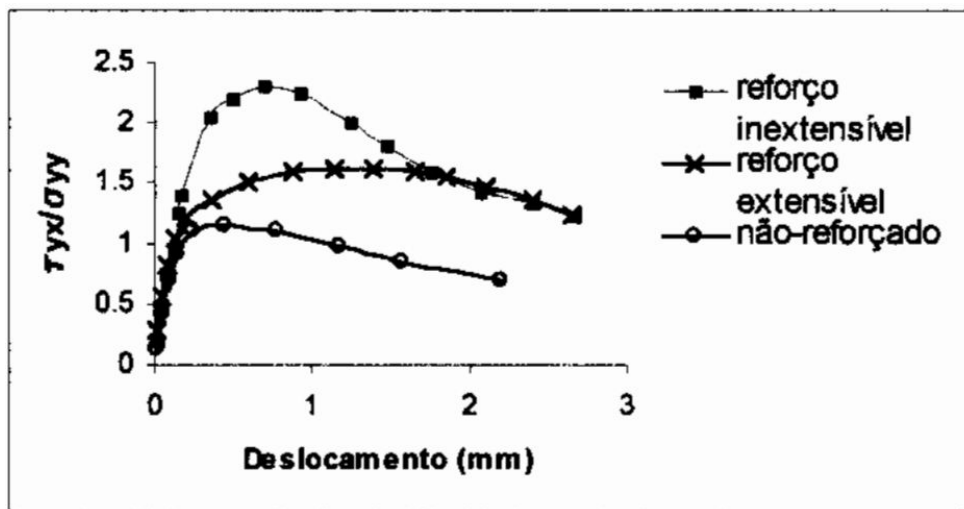


Figura 9. Influência da rigidez á tração do reforço. Adaptado de Jewell et al. (1987) por Júnior (2000).

3.4. ENSAIOS PARA ANÁLISE DE RESISTÊNCIA NA INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

A escolha do ensaio mais representativo na análise da interação solo-geossintético para determinada situação de campo, é função do tipo de movimento relativo expectável entre o solo e o geossintético.

Os ensaios normalmente mais utilizados são os de arranque e corte direto. Porém, como comprova o presente trabalho, tem sido observado mais recentemente o emprego outros ensaios, como o ensaio de corte em plano inclinado, ou ainda o de corte direto com reforço inclinado.

Estes principais ensaios são apresentados dando ênfase e maiores detalhes na discussão do ensaio de corte em plano inclinado, que é alvo principal desta investigação.

3.4.1. Ensaio de Arranque

Segundo Farrag et al. (1993) o ensaio de arranque é considerado por muitos autores como o mais apropriado para a previsão das propriedades das interfaces solo-geossintético quando o movimento relativo entre o solo e o geossintético corresponde ao arranque deste (Figura 10).

A norma europeia que regula estes ensaios e onde encontram os procedimentos a adoptar é a NP EN 13738:2007 (Ed. 1: Geotêxteis e Produtos Relacionados. Determinação da Resistência ao Arranque do Solo).

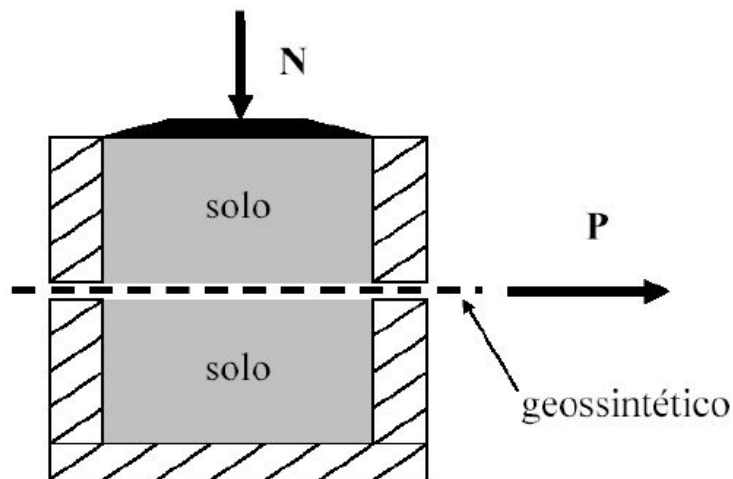
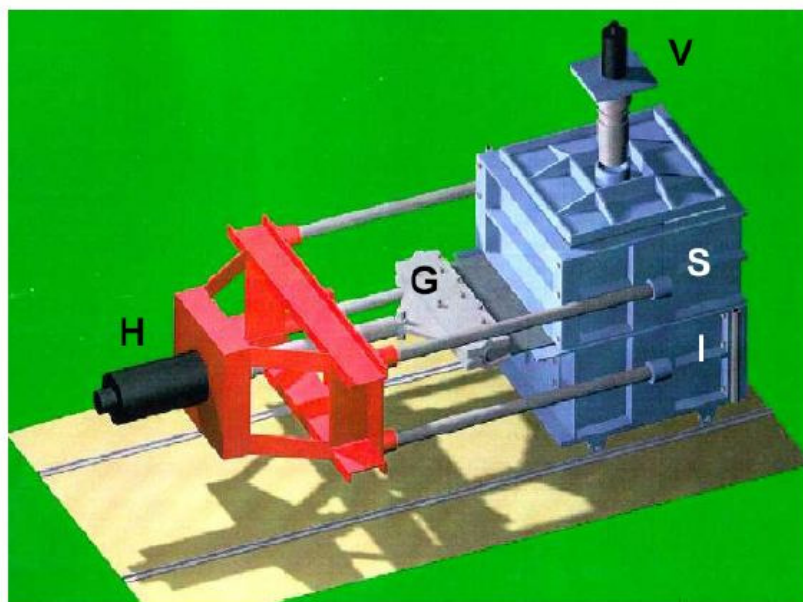


Figura 10. Esquema de equipamento de ensaio de arranque (Aguiar, 2008).

Os ensaios de arranque, em laboratório, são realizados puxando o geossintético do interior de uma caixa, cheia de solo, estando o material submetido à ação de uma tensão normal constante.(Figura 11) Palmeira (1999), Farrag et al. (1993), Pinho-Lopes et al. (1999) citados por Pinho-Lopes et al. (2010).

Instituições de pesquisa como a FEUP possuem máquinas específicas e desenvolvidas de raiz para serem usadas exclusivamente no ensaio de arranque (Figura 12).



H = Macaco Hidráulico Horizontal S = Caixa Superior G = Garra
V = Macaco Hidráulico Vertical I = Caixa Inferior

Figura 11. Equipamento para ensaios de arranque do CEDEX-Madrid (Castro, 1999).



Figura 12. Equipamento Exclusivo de Ensaio de Arranque da FEUP.

A tensão de corte é definida como a razão entre a força de arranque e a área da inclusão solicitada ao arranque.

Diversos investigadores desenvolveram equipamentos capazes de realizar ensaios de arranque de geogrelhas e geotêxteis. Eles diferem quanto a dimensões, modo de aplicação de carregamento vertical e as grandezas monitoradas.

Palmeira et al. (1989) citado por Aguiar (2008) investigaram a influência da rugosidade da parede frontal nos resultados de ensaios de arranque. Eles constataram um aumento do coeficiente de interação solo-geossintético com o aumento da rugosidade. Para reduzir sua influência sugerem a lubrificação da parede interna e a utilização de uma manga para proteger a extremidade frontal do geossintético.

Lopes et al. (1996) estudaram a influência da presença da manga em ensaios de arrancamento. Para isto utilizaram uma manga de aço inoxidável de 200mm de comprimento. Seus resultados são apresentados na Figura 13. Além de uma ganho de 10% na força de arrancamento máxima, verifica-se, também, que os deslocamentos para ensaios sem manga são menores, o que concorda com o aumento de resistência da interface. Diante destes resultados, é aconselhável a utilização de manga nos ensaios de arranque.

Sieira (2003) citado por Aguiar (2008) cita a influência das condições de fronteira nos ensaios de arrancamento, particularmente quando o solo encontra-se no estado denso. Neste estado, o solo tende a aumentar de volume durante o processo de corte, principalmente quando sujeito a baixas tensões confinantes. Esta tendência pode ser contrariada em laboratório devido à proximidade e às características de rigidez e rugosidade das fronteiras laterais do equipamento. O impedimento da dilatação traduz-se em um aumento da tensão normal atuante no reforço e a da tensão de corte mobilizada na interface. Como consequência, obtém-se um ângulo de atrito superior ao real.

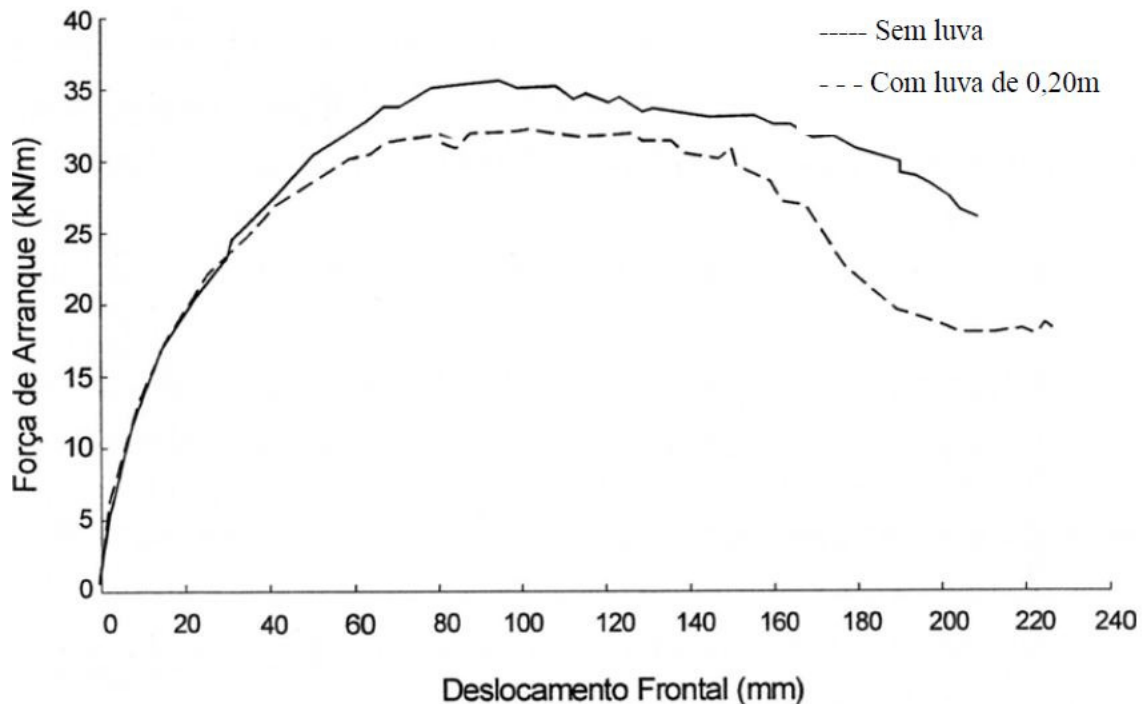


Figura 13. Influência da manga nos ensaios de arranque (Lopes et al., 1996).

Os procedimentos usados no ensaio de arranque também podem influenciar nos resultados encontrados. Fatores como velocidade de ensaios, espessura de solo e o método de densificação da amostra devem ser controlados, seguindo o máximo de padronização possível, afim também que não altere perigosamente a repetitividade dos resultados.

Aguiar (2003) refere que a espessura do solo pode influenciar o valor da resistência da interface solo-geossintético. Esta influência traduz-se em um aumento da tensão confinante no geossintético, especialmente quando a altura do solo é pequena e a dilatância do solo impedida.

Farrag et al. (1993) sugerem o uso de pelo menos 30 cm de solo acima e abaixo do geossintético nos ensaios de arranque. Para espessuras de solo acima deste valor, a influência da espessura na resistência ao arranque é praticamente desprezível.

Lopes et al. (1997) e Farrag et al. (1993) sugerem a normalização do procedimento de densificação das amostras nos ensaios de arranque, já que, densificações diferentes influenciam no comportamento tensão x deformação da interface.

3.4.2. Ensaio de Corte Direto

No caso da massa superior de solo deslocando-se em relação ao geossintético, o ensaio de corte direto é o mais recomendado para quantificação desta interação (Figura 14).



Figura 14. Equipamento de ensaio de corte direto da FEUP.

Neste ensaio o geossintético fica posicionado entre duas metades da caixa de corte, sendo a resistência mobilizada pelo deslocamento relativo de uma das metades da caixa em relação ao geossintético. A caixa inferior pode estar preenchida com solo (Figura 15a) ou por uma base rígida (Figura 15b).

A norma europeia que regula estes ensaios é a NP EN ISO 12957:-1:2007 (Geossintéticos - determinação das características de atrito - Parte 1: Ensaio de corte directo).

Pinho-Lopes (2004) refere que na maior parte dos ensaios de corte direto executados com geotêxteis, estes materiais são fixos a um suporte rígido plano existente na parte inferior do equipamento (Figura 15b). Este procedimento modela com precisão suficiente o mecanismo de interação que ocorre na interface solo-geotêxtil durante o movimento de corte direto (isto é, atrito lateral). Em alternativa, os geotêxteis podem ser colocados no equipamento sobre o solo (Figura 15a).

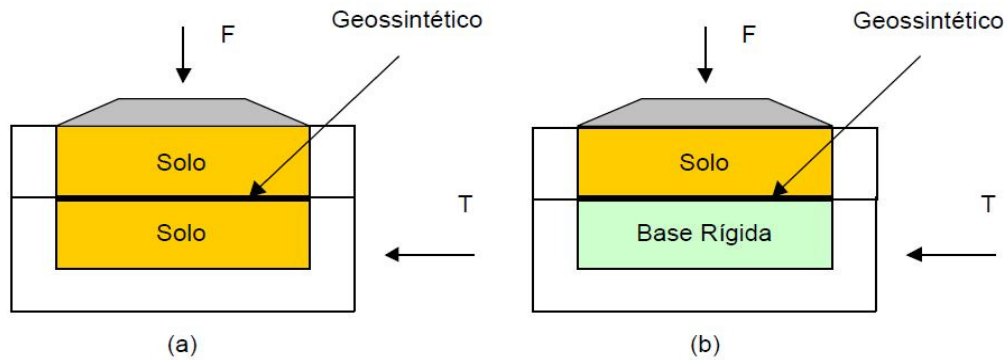


Figura 15. Representação esquemática do ensaio de corte direto: a) geossintético entre duas camadas de solo; b) geossintético entre a base rígida e solo. Adaptado de Aguiar (2003).

Ainda segundo Pinho-Lopes (2004), a realização de ensaios de corte direto com geogrelhas podem também ser feita com material fixo num suporte rígido plano localizado na parte inferior do equipamento, contudo, especialmente no caso de estes geossintéticos apresentarem dimensões de abertura grandes e elevada percentagem de área aberta, sugere-se que os ensaios sejam executados com solo na parte inferior do equipamento (Figura 16).

O ensaio consiste da aplicação de uma tensão normal constante sob a caixa superior com solo. Em seguida mede-se a força horizontal necessária para haver o deslocamento horizontal relativo entre as caixas. A tensão de corte na ruptura é dada pela razão entre a força horizontal máxima e a área de contato entre as duas caixas de cisalhamento.



Figura 16. Preparação de ensaio de corte direto para interface solo-geogrelha-solo (Sieira, 2003).

Repete-se o ensaio para diferentes tensões normais, a fim de definir uma relação entre as tensões de corte e normais e assim obter a envoltória de resistência, e conseqüentemente, parâmetros de resistência da interface, adesão e ângulo de atrito solo-geossintético ϕ_{sg} (Aguiar, 2003).

Na Figura 17 apresentam-se exemplos de gráficos com parâmetros de resistência da interface:

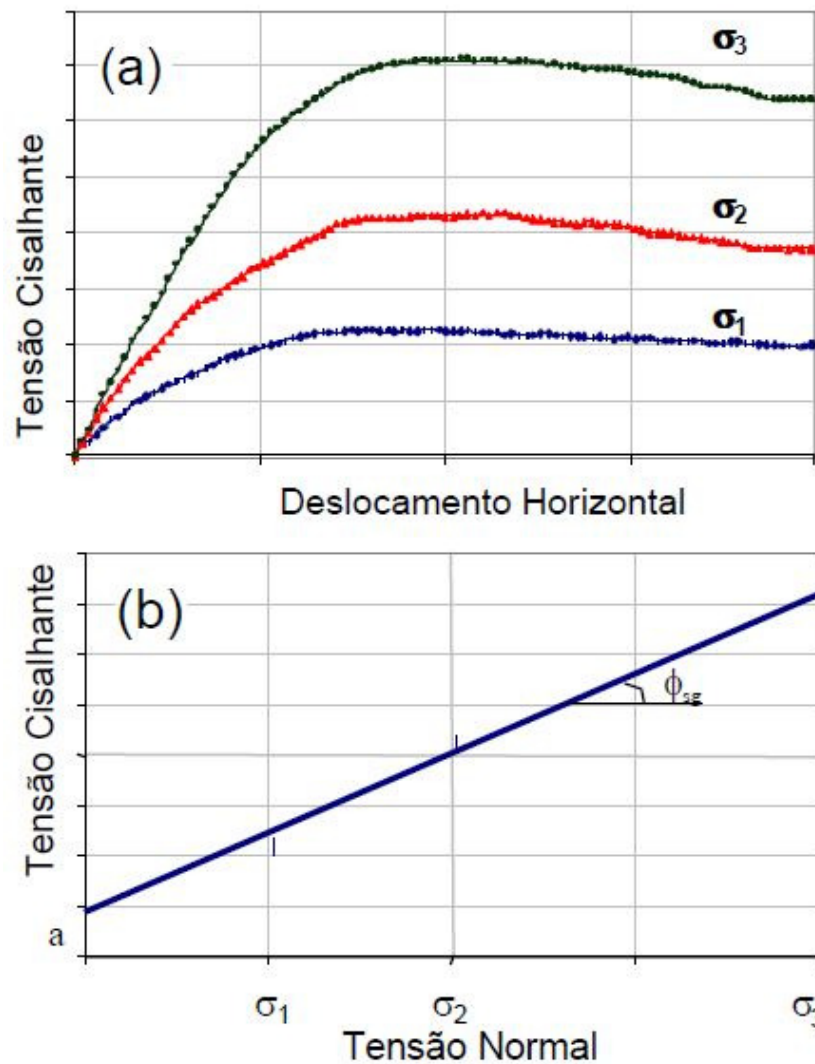


Figura 17. Obtenção dos parâmetros de resistência da interface (Sieira, 2003)

Lopes (1992) refere que no caso de solos reforçados com geossintéticos, a questão da adequação dos ensaios de corte direto à simulação dos fenômenos de interação que ocorrem nas interfaces solo-reforço, põe-se nos termos seguintes:

a) a interação entre geossintéticos e o solo tem pelo menos em termos médios, caráter bidimensional; assim sendo, não podem ter lugar concentrações da tensão normal derivadas da restrição da dilatância; por outras palavras, dadas as características bidimensionais da interação a tensão normal permanece inalterada durante os processos de corte;

b) nos ensaios de corte direto, o mecanismo de interação dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão, ou pelo menos, da restrição das deformações dos reforços;

c) através dos ensaios de corte direto não é possível considerar a contribuição, para a resistência, da mobilização de impulsos passivos nas barras transversais das grelhas, quando o movimento relativo que tende a dar-se na interface corresponde ao arranque das inclusões.

Diversos fatores podem ainda influenciar nos resultados dos ensaios de corte direto, dentre eles: posição relativa solo-geossintético, dimensões do equipamento, rugosidade do plano rígido, dentre outros.

3.4.3. Ensaio de Corte Direto com Reforço Inclinado

O ensaio de corte direto com reforço inclinado consiste numa variação do ensaio de corte direto convencional. Neste ensaio (Figura 18) as tensões de corte na interface são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado.

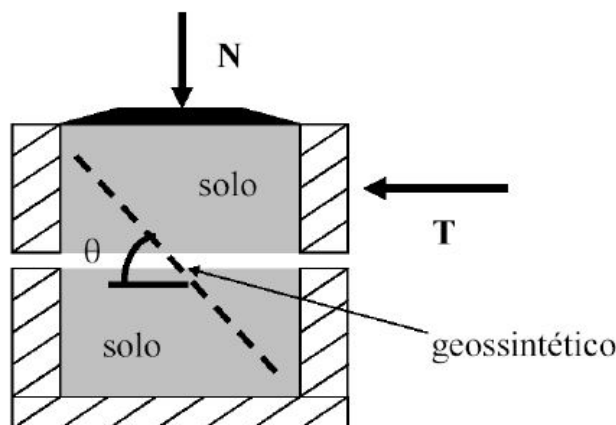


Figura 18. Esquema de um ensaio de corte com reforço inclinado adaptado de Aguiar (2008).

Este ensaio deve ser realizado com amostras maiores que as convencionais, com reforço colocado na vertical ou inclinado de um ângulo Θ em relação a esta direção e tendo um comprimento igual na parte superior e inferior da caixa de corte(Figura 19) (Jewell, 1990) e (Jewell et al., 1987).

Através de ensaios com geogrelhas inclinadas confinadas em areia, Sieira (2003), Palmeira (1999), Ingold (1981) e Jewell (1980) concluíram que o maior ganho de resistência ocorre para inclinação de 60° . Isto pode ser explicado pelo fato de que a orientação de 60° com a horizontal coincide com a direção de incrementos de deformação de tração na amostra de solo sem reforço. Esta é portanto a orientação mais favorável para a instalação do reforço (Aguiar, 2008).

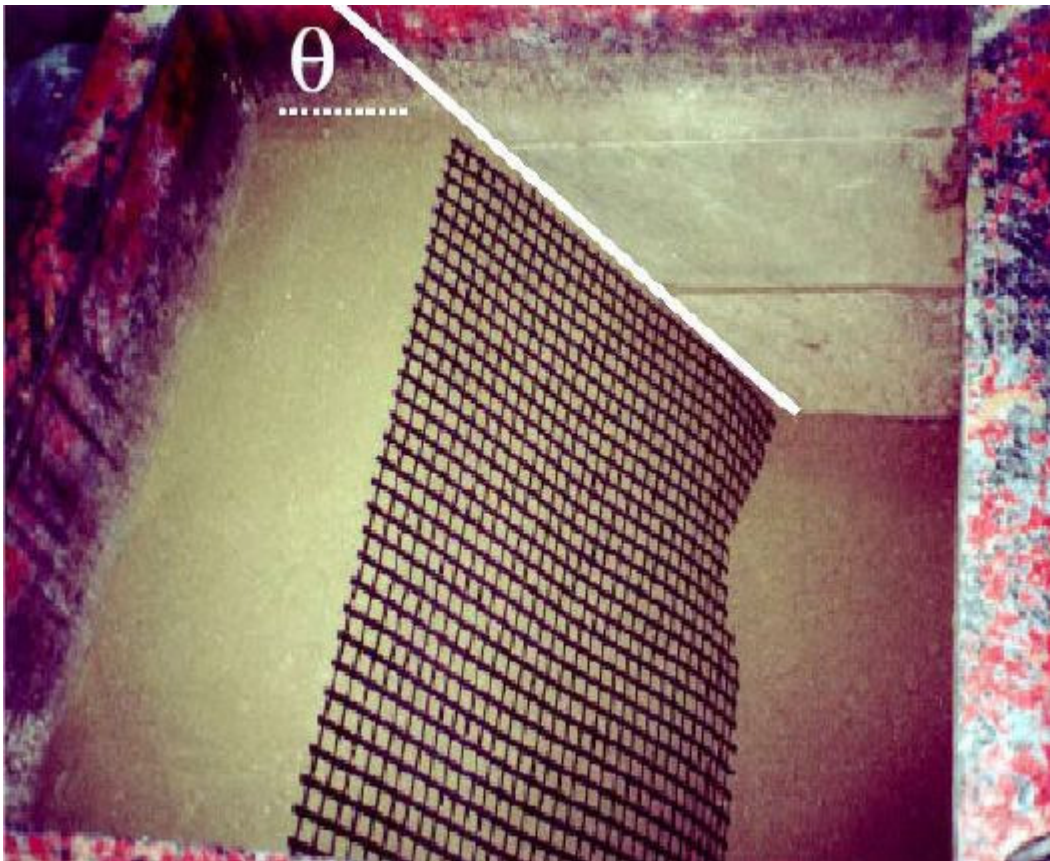


Figura 19. Preparação de um ensaio de corte direto com reforço inclinado, adaptado de Sieira (2003).

Ensaio de corte direto com um geotêxtil posicionado verticalmente na caixa de corte foram executados por Athanasopoulos (1993). Os ensaios tiveram como objetivo o estudo da influência da tensão de confinamento e da dimensão das partículas de solo no comportamento mecânico da interface solo-geotêxtil. No estudo foram utilizados seis tipos de areia, com valores distintos de diâmetro médio das partículas. As tensões normais aplicadas nos ensaios variaram de 50 até 600 kPa. O autor observou que a ruptura do material reforçado pode ocorrer de 2 formas distintas, deslizamento do reforço e deslizamento do conjunto solo-geotêxtil.

Este autor observou também, que o ângulo de atrito da interface (ϕ_{sg}) diminui com o aumento da tensão confinante. Para baixos valores de tensão normal, o ângulo de atrito da interface era superior ao ângulo de atrito do solo (ϕ). No entanto, à medida que a tensão normal aumenta, o valor de ϕ_{sg} diminui, tornando-se ligeiramente inferior ao valor de (ϕ).

Já Sayão et al. (1995) executaram ensaios de corte direto com um geotêxtil inclinado para simular a situação de ruptura de um aterro sobre argila mole. Nestes ensaios, a camada de reforço era posicionada com uma inclinação de 45°, entre camadas de areia e argila. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência da interface solo-geotêxtil dependem da inclinação do geotêxtil em relação à superfície de ruptura e que os ensaios de corte direto devem ser realizados de modo a reproduzir a situação de campo. Desta forma, obtêm-se parâmetros de resistência confiáveis (Aguar, 2008).

3.4.4. Ensaio de Corte em Plano Inclinado

O ensaio de corte em plano inclinado é nomeadamente importante em situações em que os geossintéticos exercem funções de proteção de taludes ou fazem parte de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos. Nestes casos, a ruptura dá-se por falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais integrantes dos sistemas, pelo que é fundamental proceder a ensaios de corte em plano inclinado (Pinho-Lopes, 2004).

Desta forma, estes ensaios representam uma alternativa para modelar problema de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos em taludes muito inclinados (Figura 20). São considerados como um ensaio de qualificação em que é possível reproduzir, por exemplo, a estabilidade de um sistema multicamadas para tensões normais reduzidas.

No que se refere ao estudo do comportamento ao corte em plano inclinado de geogrelhas é importante referir que no ensaio de corte em plano inclinado, tal como no caso de corte direto, não é possível considerar a contribuição da resistência passiva nas barras transversais das grelhas para a resistência da interface solo-geossintético, contribuição essa de maior relevância quando o movimento tende a ocorrer na interface, é de arranque (Lopes, 1998, Pinho-Lopes et al., 1999). No entanto, como refere Costa-Lopes (2001), este ensaio dá informações acerca da resistência lateral mobilizada no mecanismo solo-geogrelha quando o movimento da interface é de corte.

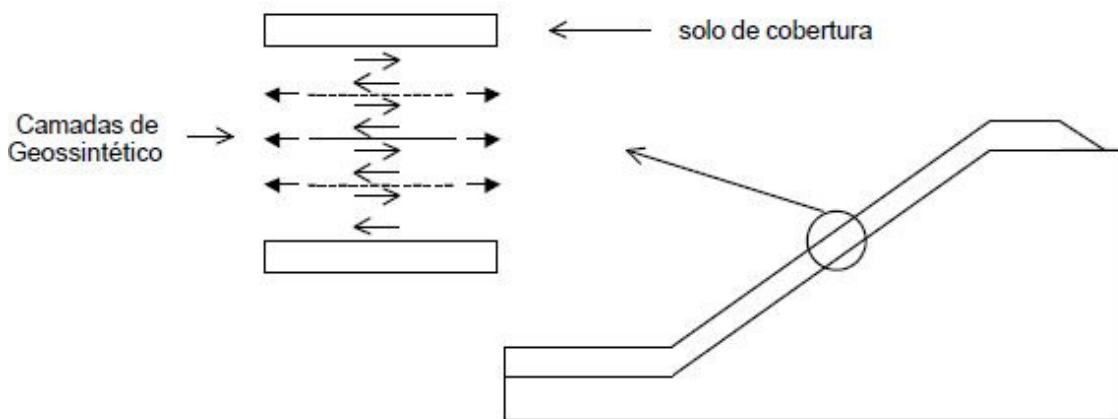


Figura 20. Esquema de talude de disposição de resíduos com sistemas multicamadas de geossintéticos (Mello et al., 2003).

3.4.4.1. Mecânica do Ensaio de Corte em Plano Inclinado

A mecânica do ensaio de corte em plano inclinado é simples, como pode ser observado na Figura 21. O ensaio de corte em plano inclinado consiste em uma caixa rígida com solo, apoiada sobre uma camada de geossintético. Este, assim como no ensaio de corte direto, pode estar apoiado sobre uma base

rígida da própria máquina de ensaio, ou sobre outra caixa contendo solo. As restrições feitas à base rígida ocorrem quando são ensaiadas interface solo-geogrelha, em função da não reprodução da parcela atrito solo-solo nas aberturas da geogrelha. Todo conjunto encontra-se inicialmente na horizontal.

O ensaio é realizado aumentando-se gradativamente a inclinação da rampa até ocorrer o deslizamento de 50mm ao longo da interface solo-geossintético. Os procedimentos do ensaio encontram-se descritos na ISO EN 12957-2:2004 (Geosynthetics — Determination of friction characteristics — Part 2: Inclined plane test).

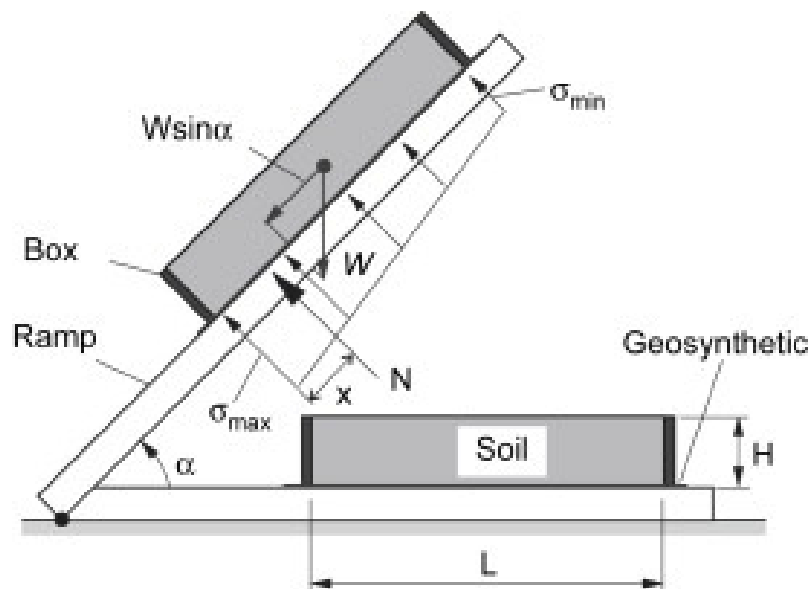


Figura 21. Mecânica do ensaio de corte em plano inclinado. (Palmeira et al., 2002).

Sendo:

- W: Peso do caixa que desliza no ensaio;
- $W \sin \alpha$: componente do peso paralela ao deslocamento da caixa;
- Box: caixa que confina o solo durante o ensaio;
- Ramp: rampa que se inclina durante o ensaio;
- Geosynthetic: material geossintético ensaiado;
- Soil: solo utilizado no ensaio;
- H: altura da caixa;
- L: dimensão da caixa
- N: reação normal do solo contra o geossintético;
- α : inclinação do conjunto caixa-rampa;
- σ_{\min} : tensão normal mínima;
- σ_{\max} : tensão normal máxima.

De forma simplificada pode-se resumir o sistema de forças como na Figura 22.

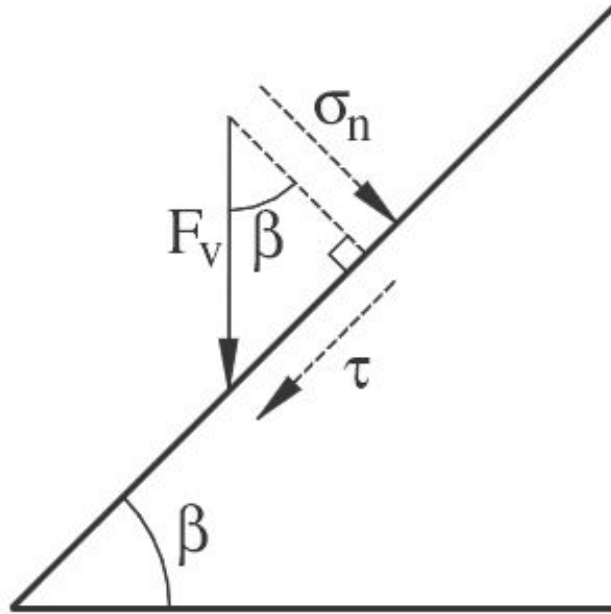


Figura 22. Esquema do sistema de forças (Pinho-Lopes et al., 2010).

As equações que definem a mecânica do ensaio são as expostas abaixo. A partir delas chega-se ao ângulo de atrito do conjunto solo-geossintético.

$$\sigma_n = \frac{F_v \cdot \cos\beta}{A} \quad (8)$$

$$\tau = \frac{F_v \cdot \sin\beta + f(\beta)}{A} \quad (9)$$

$$\operatorname{tg} \phi_{sg} = \frac{\tau}{\sigma_n} \longrightarrow \phi_{sg} = \operatorname{arctg} \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (10)$$

Onde:

σ_n = tensão normal quando a inclinação da base é igual a β ;

F_v = força vertical que actua na interface solo-geossintético;

A = área de contacto solo-geossintético;

β = ângulo de deslizamento da caixa superior;

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

$F_{(\beta)}$ = força necessária para impedir o movimento da caixa superior vazia quando a base está inclinada de β , aplicada na direção da superfície de deslizamento.

Os resultados do ensaio devem ser expressos em termos do valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético em, no mínimo três provetes que o constituem, devendo também ser definido o desvio padrão correspondente.

Segundo Resende (2005) citado por Castro (2008) os ensaios de corte em plano inclinado não oferecem grande dificuldade de interpretação. No entanto, os resultados podem estar influenciados por fatores, tais como: tensão de confinamento, tipo de geossintético, tipo de solo, rugosidade do plano rígido e dimensões do corpo de prova. Com relação à influência da velocidade do ensaio e da densidade relativa do solo, são poucas as informações da literatura.

No que diz respeito aos sensores mínimos necessários para aquisição de dados do ensaio, este é resumido como na Figura 23 com a possibilidade ainda em montagens mais sofisticadas com a inclusão da célula de sobrecarga na caixa superior.

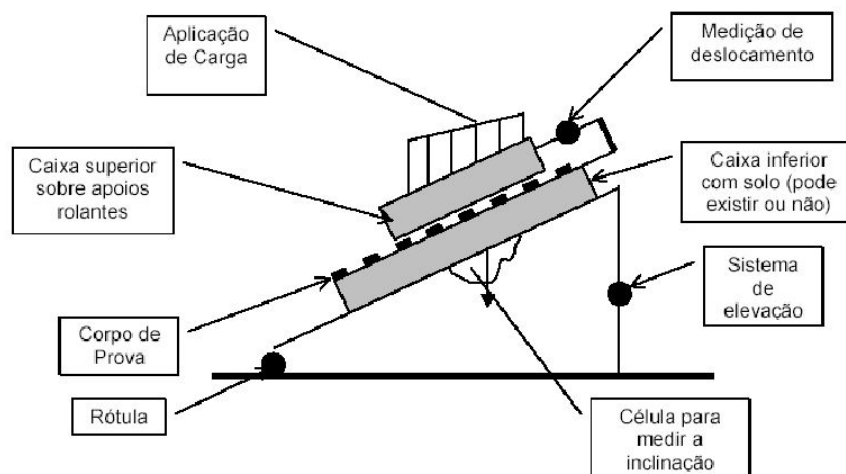


Figura 23. Aquisição de dados para ensaio de corte em plano inclinado (Aguiar, 2003).

O equipamento de ensaio de corte em plano inclinado desenvolvido por Lopes et al. (2001) (Figura 24) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, e utilizado nos ensaios da presente investigação, é apresentado e detalhado mais profundamente no capítulo 4. O mesmo é exposto comparativamente a outros equipamentos nas Tabelas 12 e 13.



Figura 24. Máquina de Ensaio de Corte em Plano Inclinado da FEUP.

Os equipamentos encontrados em atividade variam consideravelmente. Aguiar (2003) apresenta a seguir um resumo de características de alguns destes equipamentos (Tabelas 12 e 13).

Tabela 12. Equipamentos de ensaio de corte em plano inclinado de geossintéticos em diversas instituições de investigação -parte 1 (Aguiar, 2003).

Autor	Caixas de Ensaio						VI (cm/min)	Medições	STN
	Inferior			Superior					
	c	l	h	c	l	h			
Girard <i>et al.</i> (1990)	100	100	5	100	100	20	5	AI	peso do solo
Gourc <i>et al.</i> (1996)	150	150	?	100	100		?	AI, DH	solo e placas de aço
				ou 50	ou 50	?			
Izgin (1997)	não tem caixa inferior			60	60		1 a 6,5 (%/min)	?	solo e placas de aço
				200	200	?			
Lalarakotoson <i>et al.</i> (1999)	não tem caixa inferior			100	70	30	?	AI, DH	peso do solo

c = comprimento da caixa (cm), l = largura da caixa (cm) e h = altura da caixa (cm);
 VI = velocidade de inclinação da caixa;
 STN = sistema de aplicação de tensão normal;
 AI = ângulo de inclinação da rampa, DH = deslocamento horizontal da caixa superior, CG = carga no geossintético e CV = carga vertical aplicada na amostra;

Tabela 13. Equipamentos de ensaio de corte em plano inclinado de geossintéticos em diversas instituições de investigação -parte 2 (Aguiar, 2003).

Autor	Caixas de Ensaio						VI (cm/min)	Medições	STN
	Inferior			Superior					
	c	l	h	c	l	h			
Lima Jr. (2000)	200	50	var.	192	47	25	?	AI, DH, CG, CV	solo e placas de concreto
Lopes (2001)	51	35	8	30	30	8	0,5	AI, DH, CV	solo e placas de aço
Briançon et al (2002)	200	120	30	100	100	50	0,5 a 3,5 (%/min)	AI, DH, CG	peso do solo
Najero (2003)	não tem caixa inferior			não tem caixa superior			5 (%/min)	AI	placas de concreto
Aguiar (2003)	120	100	5	100	100	5	-1 (%/min)	AI, DH	solo e placas de aço

c = comprimento da caixa (cm), l = largura da caixa (cm) e h = altura da caixa (cm);
 VI = velocidade de inclinação da caixa;
 STN = sistema de aplicação de tensão normal;
 AI = ângulo de inclinação da rampa, DH = deslocamento horizontal da caixa superior, CG = carga no geossintético e CV = carga vertical aplicada na amostra;

3.4.4.2. Restrições do Ensaio de Corte em Plano Inclinado

Mello et al. (2003) reportaram que, apesar de simples, o ensaio apresenta algumas limitações. A primeira é associada à variação da tensão normal com a inclinação da rampa e a segunda corresponde à forma de distribuição de tensão normal. Em geral, assume-se que a distribuição da tensão normal é uniforme ao longo da superfície de contato solo-geossintético, o que não ocorre na prática.

Palmeira et al. (2002) citado por Aguiar (2003) admitem que a distribuição das tensões assume uma forma trapezoidal e seus valores máximo e mínimo são obtidos através das seguintes equações:

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma} = 4 - \frac{6X}{L} \quad (11)$$

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma} = \frac{6X}{L} - 2 \quad (12)$$

Onde:

σ_{\max} = tensão normal máxima;

σ_{\min} = tensão normal mínima;

σ = tensão normal média;

X = distância entre a extremidade inferior do bloco de solo e o ponto de aplicação da força normal da interface;

Pela análise das Equações 11 e 12 há indicações de que as dimensões da amostra afetam significativamente nos valores da tensão máxima e mínima atuantes, sendo fatores de influência importante em equipamentos de pequenas dimensões.

Mello et al. (2003) realizaram uma série de simulações numéricas para analisar a influência do tamanho da amostra na distribuição das tensões. A comparação entre os resultados teóricos (equações) e os resultados obtidos pela simulação numérica mostra uma boa concordância. Porém para comprimentos pequenos, da ordem de 0,5m a diferença de valores entre tensão máxima e mínima pode chegar a cinco vezes.

Sugere-se a utilização de caixas com faces inclinadas para uniformização das tensões no momento da rutura da interface. Ou, como sugere Mello et al. (2003), de forma menos complexa pode-se utilizar caixas de ensaios com relação comprimento altura elevada.

Com relação as dimensões horizontais das caixas de solo do aparelho de ensaio de CPI (corte em plano inclinado), a norma ISO EN 12957-2:2004 preconiza as seguintes condições:

- caixa inferior:
largura mínima: 325mm
comprimento mínimo: 400mm

- caixa superior:
largura mínima: 300mm
comprimento mínimo: 300mm

Para a profundidade das caixas, tanto da superior, quanto da inferior têm-se a seguinte condicionante:

$H_s > 7 \times D'_{max}$, onde:

H_s : profundidade da caixa que contém o solo, em milímetros;

D'_{max} : máxima dimensão da partícula de solo utilizada no ensaio, em milímetros.

O equipamento de ensaio utilizado na presente investigação cumpre todos pré-requisitos exigidos pela norma ISO EN 12957-2:2004, já que possui precisamente as dimensões mínimas exigíveis.

4. ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

4.1. ESCOLHA DO MÉTODO UTILIZADO

Através do capítulo anterior conclui-se que o estudo dos mecanismos de interação na interface solo-geossintético pode ser feito por vários métodos.

Os métodos mais utilizados neste tipo de estudos são os que lançam mão de ensaios de corte direto e de ensaios de arranque, aos quais estão associados procedimentos de ensaios, trajetórias de tensão, mecanismos de rotura e condições de fronteira distintas. A opção por um ou outro tipo de ensaio está dependente do tipo de geossintético e do tipo de movimento relativo entre este e o solo, que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces (Costa-Lopes, 2001).

Em casos onde a rotura se dá por falta de resistência nas interface entre os diferentes materiais que constituem o conjunto, como por exemplo, em sistemas de proteção contra erosão ou sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduo, o ensaio de corte em plano inclinado é especialmente importante.

Com base no que foi exposto, o presente trabalho refere-se à análise da alteração na interação solo-geossintético, quando o geossintético sofre danificação durante a instalação quando a rotura ocorre por deslizamento em plano inclinado Assim este trabalho esta direcionado para caracterização da interação solo-geossintéticos em taludes inclinados.

Pretende-se assim, com o uso do aparelho de ensaio em corte em plano inclinado, contribuir para o estudo dos fenómenos de interação solo-geossintético quando o movimento relativo na interface é de corte em plano inclinado, avaliando fatores como a influência da danificação durante a instalação e a estrutura do geossintético.

4.2. REFERÊNCIAS NORMATIVAS DO ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

Como já explicitado, os procedimentos do ensaio de corte em plano inclinado encontra-se descritos na EN ISO 12957-2:2004 (Geosynthetics - Determination of friction characteristics - Part 2 Inclined plane test).

A norma possibilita duas metodologias de ensaios, a saber:

- a) tipo 1: com o geossintético colocado sobre uma base rígida e lisa;
- b) tipo 2: com o geossintético colocado sobre o solo que enche uma caixa inferior.

Na Figura 25 ilustra-se a montagem de um ensaio de CPI sobre base rígida e lisa.

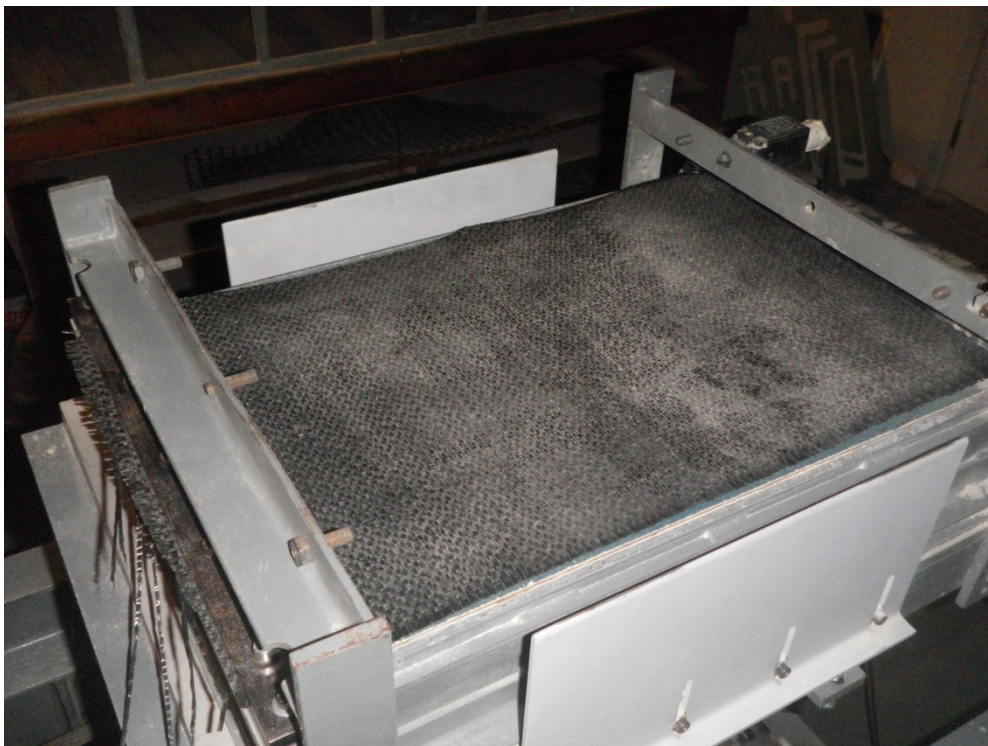


Figura 25. Geotêxtil colocado sobre base rígida e lisa na máquina de ensaio de CPI da FEUP.

No estudo efetuado, no presente trabalho utilizaram-se as duas metodologias, isto é, com base rígida para geotêxteis (Figura 25), e com caixa inferior

preenchida com solo para as geogrelhas (Figura 26). As justificativas para adoção destas opções já foram discutidas no capítulo anterior.

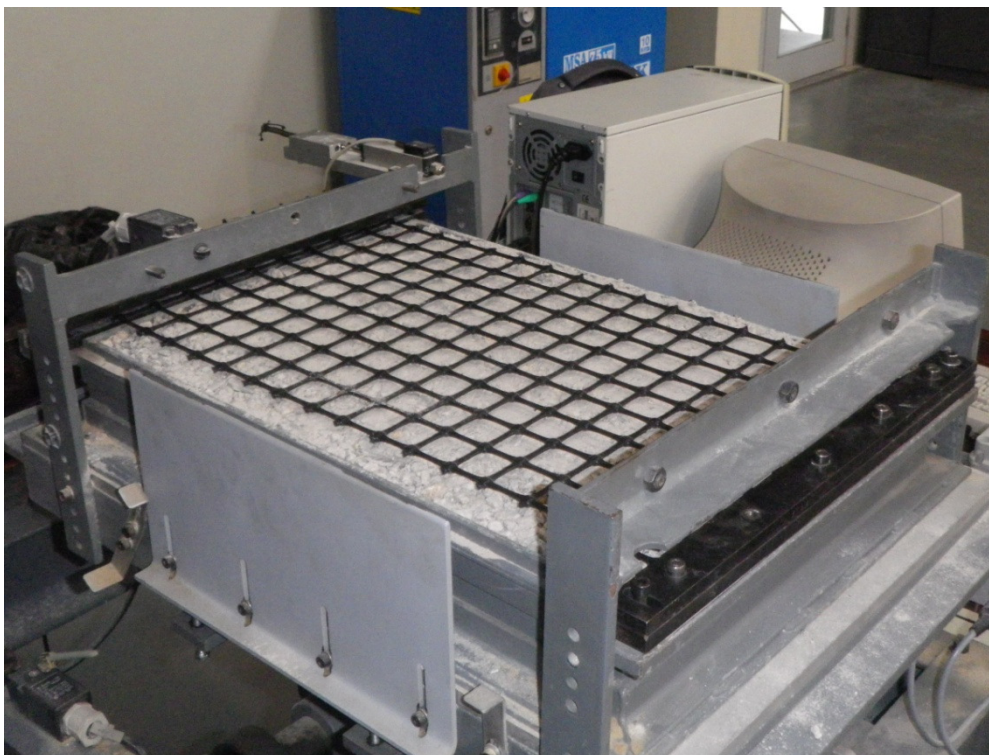


Figura 26. Geogrelha colocada sobre caixa inferior preenchida com solo na máquina de ensaio de CPI da FEUP.

Para os ensaios de corte em plano inclinado devem ser preparados três provetes de geossintético para cada a ensaiar, cortados de acordo com o especificado na norma EN 963, e com as dimensões adequadas às do equipamento a utilizar.

A norma ISO 554 preconiza que as atmosferas de ensaios estejam em $20 \pm 2^\circ\text{C}$ de temperatura e $65 \pm 5\%$ de humidade relativa para geotêxteis e produtos relacionados. Sendo que os provetes devem ser acondicionados nessas mesmas condições.

Segundo a norma EN ISO 12957-2:2004 o equipamento deve possuir um mecanismo que lhe permita inclinar a superfície de teste em no máximo $3^\circ \pm 0,5^\circ$ por minuto. Sendo que no início de cada ensaio a superfície deve estar perfeitamente na horizontal.

A máquina de ensaio deve incluir dispositivos capazes de medir o deslocamento da caixa superior até no mínimo 50mm, que é quando se conclui o ensaio. Este dispositivo de medição de deslocamento deve possuir precisão mínima de $\pm 0,05\text{mm}$, e cada intervalo de medição não pode exceder 30 segundos.

O geossintético deve estar sempre fixo no elemento inferior, preferencialmente pelas bordas (Figura 27), pois há o caso onde existirá uma caixa inferior preenchida de solo. Com isso deve-se evitar o deslocamento relativo entre o geossintético e a superfície em que esta apoiado.



Figura 27. Fixação do geossintético na caixa inferior.

Nas secções seguintes onde se apresenta o equipamento e os procedimentos do ensaio de CPI, segue-se de perto o exposto por Lopes et al. (2009).

4.3. ASPECTOS GERAIS DO EQUIPAMENTO UTILIZADO NA CAMPANHA DE ENSAIOS

O equipamento de ensaio de corte em plano inclinado usado no presente trabalho pertence ao Laboratório de Geossintéticos, da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto (FEUP) (Figura 28). Este aparelho foi projetado e construído com base nas orientações da EN ISO 12957-2:2004.



Figura 28. Vista lateral do equipamento de corte em plano inclinado da FEUP.

A máquina permite que o ensaio de corte em plano inclinado seja realizado de duas formas distintas já referidas: com geossintético colocado sobre base lisa; e com geossintético colocado sobre solo que enche uma caixa.

Em ambos os casos a superfície onde o geossintético assenta, inicialmente horizontal, é inclinada progressivamente, aumentando a inclinação a velocidade constante. Este movimento induz o deslizamento do solo contido na caixa superior, ao longo da superfície de contato com o geossintético que esta fixo.

A estrutura desmontável do equipamento é composta resumidamente por:

- uma base rígida e lisa de 0,620m de comprimento, 0,430m de largura e 0,010m de espessura, onde se coloca o geossintético no caso de ensaios sem solo na caixa inferior (ensaio tipo 1) (Figura 25);

- uma caixa inferior rígida com dimensões interiores de 0,510m de comprimento, 0,350m de largura e 0,08m de altura, que se enche com o solo onde se assenta o geossintético no caso de ensaio tipo 2 (Figuras 26 e 29);
- uma caixa superior rígida com dimensões interiores de 0,300m de comprimento, 0,300m de largura e 0,080m de altura, onde se enche com solo que durante o ensaio desliza sobre o geossintético (Figura 30a e 30b). Tal caixa possui rolamentos laterais para permitir o deslizamento sobre a caixa inferior oferecendo o mínimo de resistência possível, a fim de minimizar a interferência nas medições da resistência na interface solo-geossintético;

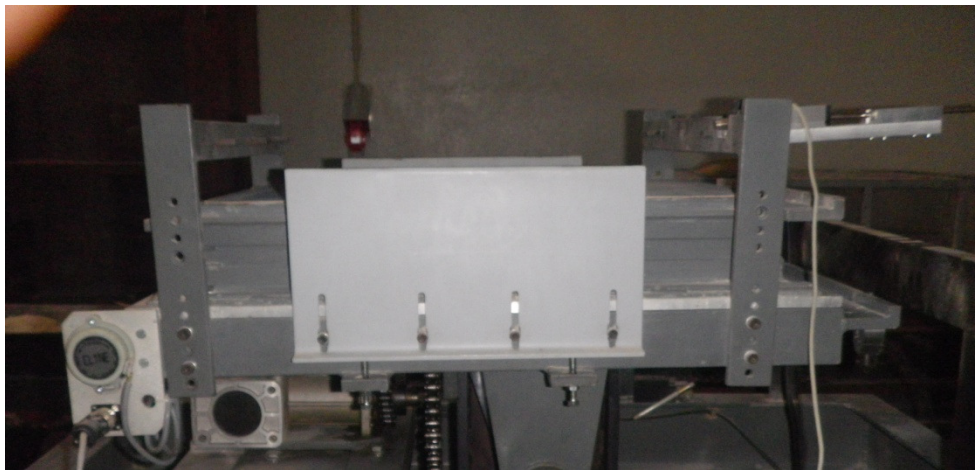


Figura 29. Vista lateral da caixa inferior do aparelho.



a)



b)

Figura 30. Caixa superior do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado da FEUP: a) solta; b) posicionada para ensaio.

O equipamento possui um mecanismo (Figura 31a) que permite inclinar a base rígida a duas velocidades distintas: $0,5^\circ/\text{min}$, que corresponde à velocidade do ensaio adoptada, e $20^\circ/\text{min}$, que é utilizada apenas no final do ensaio para levar a base à posição horizontal mais rapidamente. No início de cada ensaio a referida base tem de estar na horizontal. Para escolher uma ou outra velocidade basta mudar a posição do disco que se apresenta na Figura 31b.

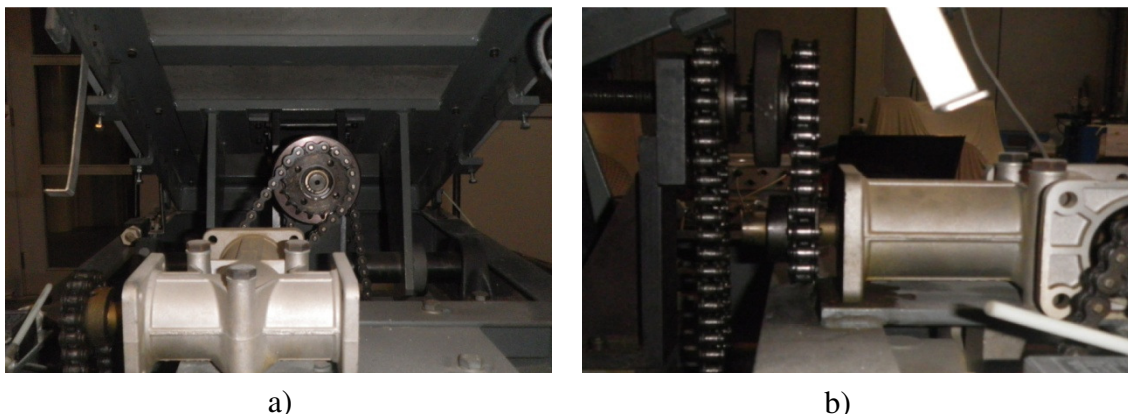


Figura 31. Equipamento de ensaio de CPI a) vista geral do mecanismo de içamento da rampa; b) vista do disco de mudança de velocidade.

Ao mecanismo que inclina a base rígida estão associados dispositivos que, ao serem acionados, automaticamente impedem que a base continue a inclinar.

Estes mecanismos também limitam o uso da máquina para ensaios onde o ângulo de deslizamento é maior que 38° . Esta característica foi determinante para alguns ensaios realizados, tal como se descreve no capítulo 5.

Existem três dispositivos com estas funções distintas:

- um deles atua quando o movimento da caixa superior, que se encontra cheia de solo, excede os $0,050\text{m}$, terminando assim o ensaio (Figura 32a).
- os outros dois são dispositivos de segurança, sendo um acionando quando a base atinge a inclinação máxima conseguida pelo aparelho (Figura 32b) e o outro quando a base, ao regressar à posição inicial, atinge a horizontal, (tais dispositivos visam também proteger a integridade do equipamento).

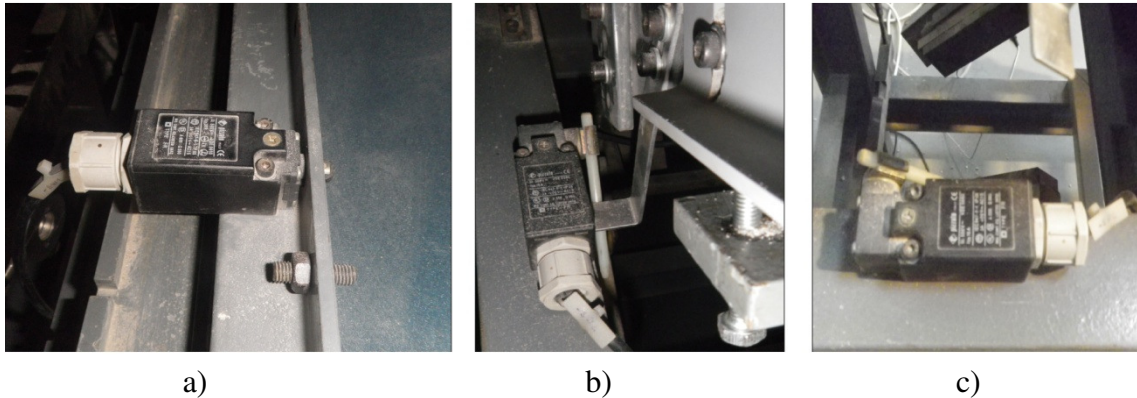


Figura 32. Equipamento de ensaio de CPI: a) dispositivo de controlo de deslocamento máximo da caixa superior; b) dispositivo de segurança para inclinação máxima da base; c) dispositivo de segurança para horizontalidade da base.

O deslocamento da caixa superior em relação ao geossintético é medido durante o ensaio por intermédio de um transdutor (Figura 33a). O transdutor está colocado de forma a registar qualquer movimento da caixa. No início do ensaio este está encostado à caixa, à medida que o ensaio decorre a caixa desloca-se contra o transdutor, que regista continuamente o valor desses deslocamentos até o final do ensaio (Figura 33b).

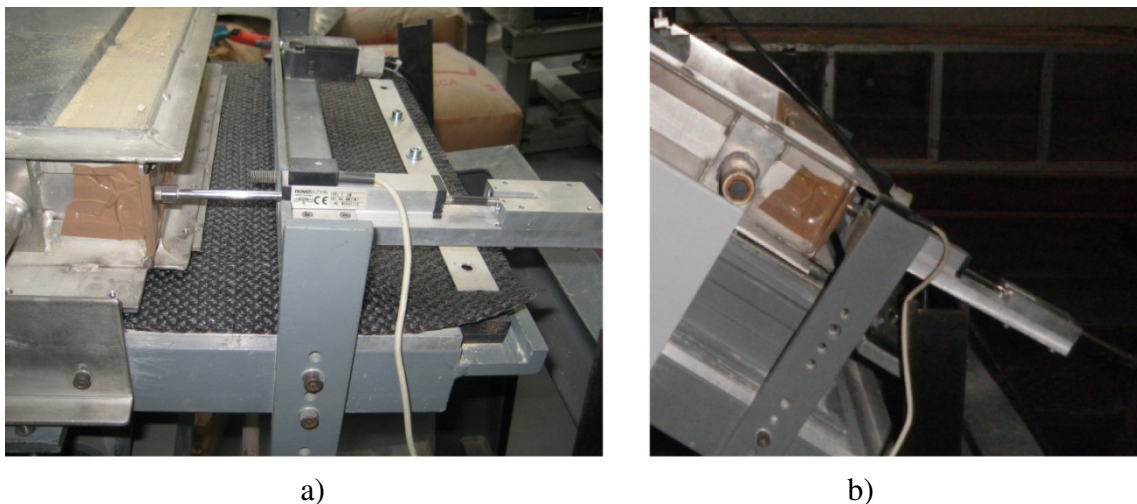


Figura 33. Transdutor de deslocamento: a) posição no início do ensaio; b) posição no final do ensaio.

A evolução da inclinação ao longo do ensaio é medido através de um inclinómetro digital, que se encontra fixo à estrutura da base e que permite registar, durante o ensaio, o ângulo da base em relação à horizontal e, no início do ensaio verificar a horizontalidade da base (Figura 34).

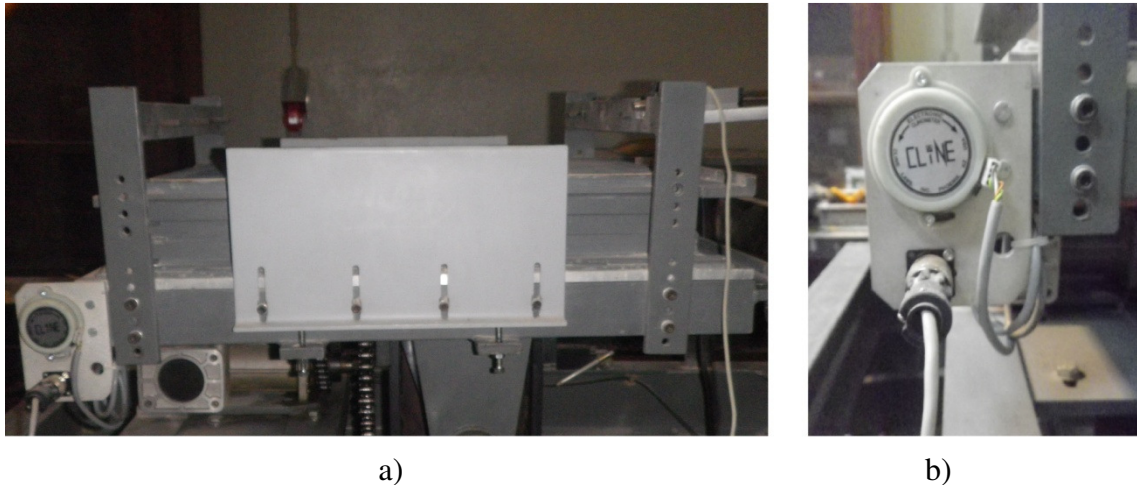


Figura 34. Inclímetro do aparelho de ensaio de CPI: a) vista lateral; b) em detalhe.

O mecanismo de fixação do geossintético no aparelho consiste em duas barras, colocadas nas extremidades anterior e posterior do material, fixas à base de apoio por meio de parafusos (Figura 35). Porém, no caso da colocação do geossintético sobre a base rígida (ensaio tipo 1), para melhorar a fixação do material podem ser usadas duas barras laterais fixas à base de apoio.

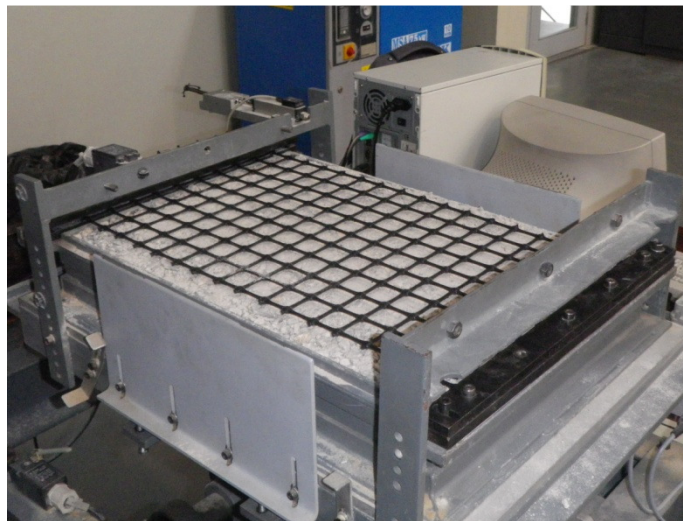


Figura 35. Barras de fixação do geossintético ao aparelho de ensaio (em preto).

A caixa superior é preparada para receber o sistema de pesos usado para aplicar a tensão normal ao solo, possuindo para o efeito uma tampa rígida que cobre toda área interior da caixa e que garante que a tensão normal é aplicada uniformemente sobre toda a área do provete (Figura 36).

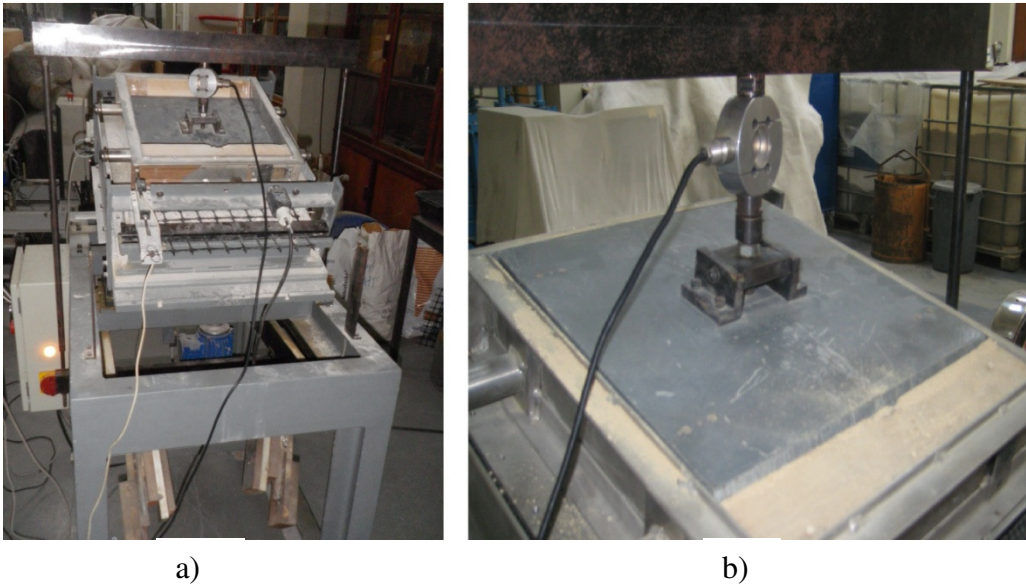


Figura 36. Sistema de aplicação de força normal do aparelho de ensaio de CPI: a) vista geral; b) detalhe da tampa rígida e célula de carga.

A garantia que a linha de ação da força normal passa pelo centro de gravidade da caixa superior quando a base esta inclinada é dada através de duas cunhas inclinadas de 1:2 colocadas adjacentes às paredes frontal e posterior (Figura 37). O interior da caixa é liso para reduzir o atrito do solo e as paredes da caixa.



Figura 37. Caixa superior do aparelho de ensaio - cunhas laterais para garantir passagem da linha de ação da força normal pelo centro de gravidade da caixa.

A caixa superior desliza através de roletes sobre duas placas laterais fixas à estrutura da base (Figura 38). A altura das placas laterais depende da metodologia de ensaio adotada bem como da espessura do geossintético. São estas placas que permitem ajustar o espaço entre a base da caixa superior e o provete de geossintético. Esse ajuste é feito por parafusos e deve ser realizado de modo a não permitir o contato das paredes laterais da caixa com o geossintético, mas tendo a preocupação de minimizar a perda de solo durante o ensaio.

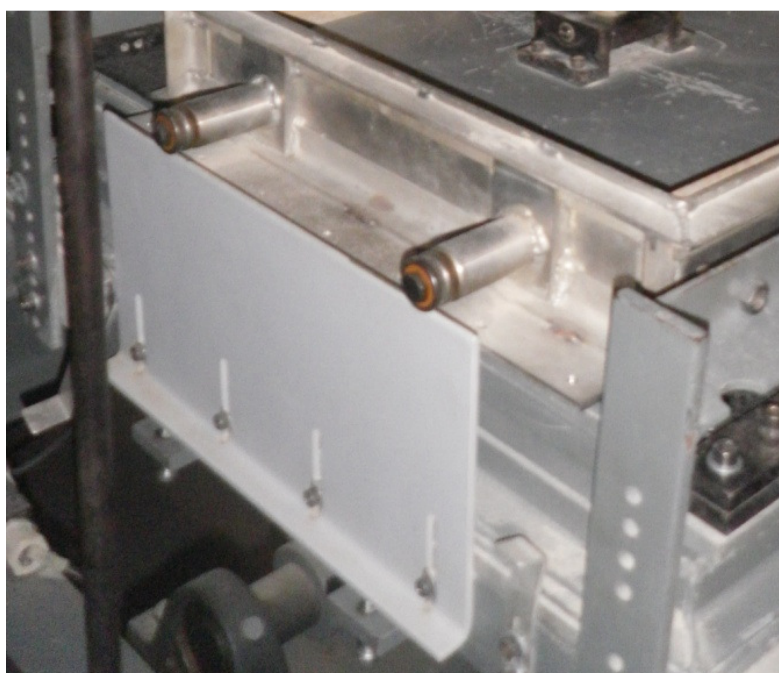


Figura 38. Placas de ajustes laterais do aparelho de ensaio de CPI.

O sistema adotado para aplicação da força normal no solo consiste na colocação de pesos suspensos na extremidade de uma alavanca (Figura 39a). Essa alavanca descarrega num pendural, por intermédio de um encaixe. A posição da barra inferior do pendural, onde está uma parte do encaixe, pode ser ajustada de acordo com o tipo de ensaio a realizar (Figura 39b). Por sua vez, o pendural transmite a força à tampa rígida que atua sobre o solo da caixa superior (Figura 40).

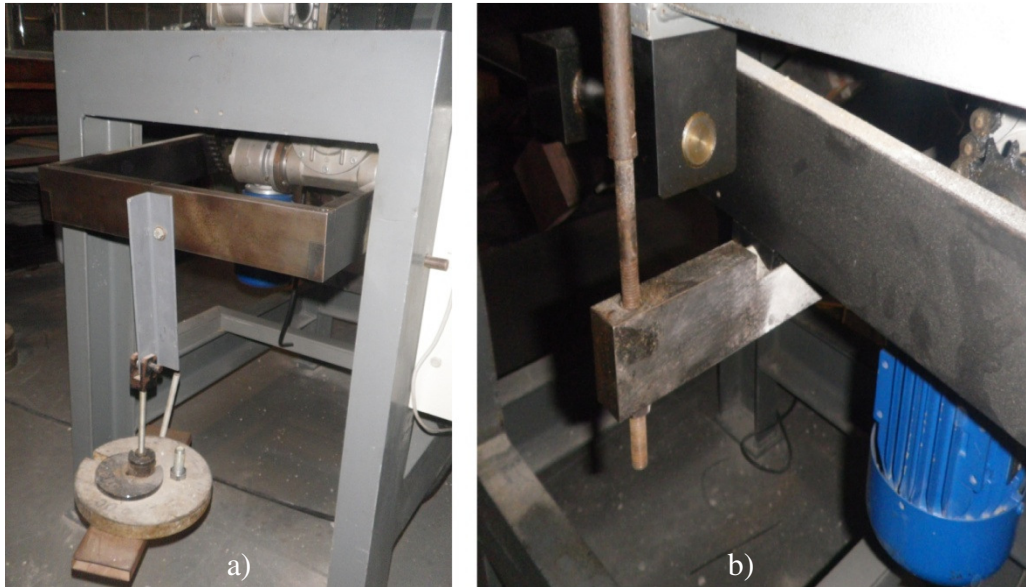


Figura 39. Equipamento de ensaio de CPI - Sistema de aplicação da força normal: a) vista geral; b) detalhe acoplamento.

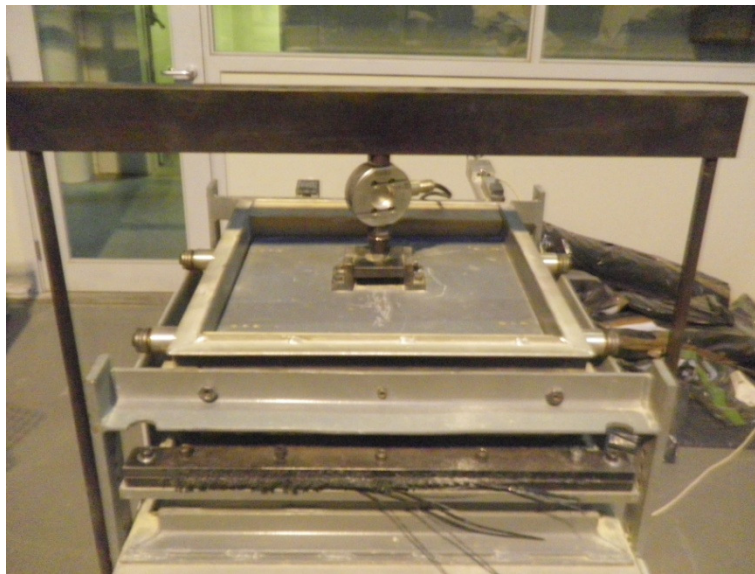


Figura 40. Transmissão da força à tampa rígida pelo sistema de aplicação da força normal.

A força normal aplicada deve ser tal que a tensão normal (ou, tensão de confinamento) seja a pretendida. A tensão de confinamento a aplicar em cada ensaio é seleccionada pelo utilizador, mantendo-se constante no decorrer do ensaio. A tensão aplicada exteriormente é medida através de uma célula de carga colocada entre o pendural e a rampa rígida (Figura 41).

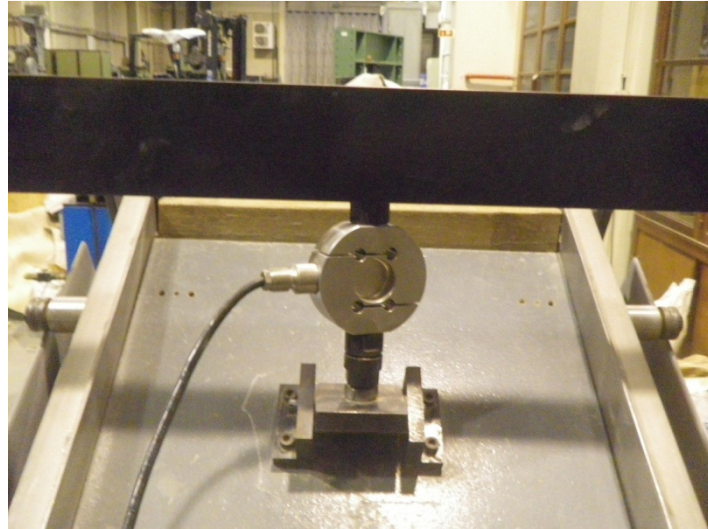


Figura 41. Célula de carga do sistema de aplicação de carga no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado..

O registo dos valores medidos (pelo transdutor, inclinómetro e pela célula de carga) é feito através de um sistema automático de aquisição de dados (Figura 42). Este sistema está ligado a um computador com um *software* instalado (Figura 43) adequado para este tipo de estudos, permitindo adquirir valores em ordem a várias grandezas, tais como tempo, deslocamento, força, etc.. Neste trabalho optou-se pela aquisição de valores na escala de tempo.



Figura 42. Sistema de aquisição de dados do equipamento de ensaio de CPI da FEUP.

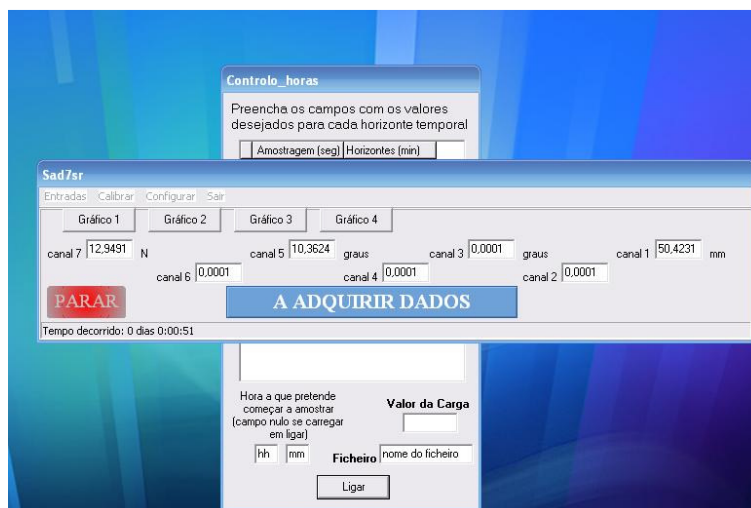


Figura 43. Tela do *software* para aquisição de dados, utilizado no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado da FEUP.

Algumas sugestões para melhoria do equipamento de ensaio de CPI da FEUP são referidas no Anexo I.

4.4. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Os trabalhos no equipamento de corte em plano inclinado foram precedidos da calibração de todos os dispositivos envolvidos nas medições das grandezas envolvidas, ou seja: transdutor para medição de deslocamento da caixa superior deslocamento: inclinómetro para medição do ângulo de inclinação da rampa de ensaio; célula de carga, para medição da força normal aplicada ao solo.

Verificou-se sempre antes da montagem de cada ensaio, se a caixa superior deslizava sem grande resistência sobre as placas laterais. Tal comprovação foi feita e em todas situações percebeu-se que deslizava livremente para valores inferiores a 1º, podendo por isso desprezar-se o referido atrito. Foi também medido, para incrementos de 5º, o valor da força que impede que a caixa superior se desloque quando vazia. Força essa que na norma EN ISO 12957-2:2004 é designada por $f_{r(\beta)}$.

As tarefas necessárias para realizar cada tipologia de ensaio são resumidamente, a preparação da caixa ou caixas (conforme o tipo de ensaio), a

fixação do provete de geossintético a ensaiar e o posicionamento do sistema de aplicação da força normal no solo.

No ensaio tipo 1, começa-se por fixar o provete esticado à base rígida, enquanto no ensaio tipo 2 (geralmente para geogrelhas), inicia-se com o enchimento da caixa inferior com o solo em causa, seguindo-se então depois a colocação do provete sobre o solo e sua fixação às barras parafusadas. Em ambos os casos deve haver preocupação de colocar o provete esticado mas não muito tracionado (Figura 44), de forma apenas que se evitem deformações na superfície do geossintético.

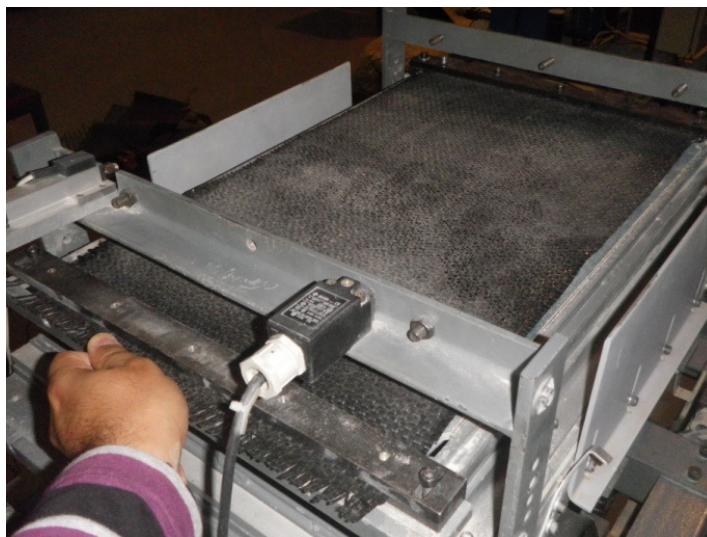


Figura 44. Geotêxtil sendo esticado levemente durante fixação do mesmo na máquina de ensaio de corte em plano inclinado.

No ensaio tipo 2, o solo é colocado na caixa inferior em camadas com 0,020m de espessura após a compactação. O solo correspondente a cada camada é vertido para a caixa de uma altura constante de 0,20m de altura, em relação à última camada colocada. Em seguida, procede-se ao nivelamento e à compactação do solo até se obter a densidade pretendida. Esta última tarefa é realizada utilizando um martelo de compactação leve com o qual são aplicadas, de uma altura de 0,050m e de forma distribuída. Para o caso específico deste estudo, com o tipo de solo utilizado, foi usado um padrão de 30 pancadas por camada. Não foi possível utilizar o gamadensímetro no controlo da compactação das camadas de solo, devido as dimensões reduzidas das caixas do aparelho de ensaio, o que claramente iriam influenciar os resultados dos

ensaios. Sendo assim, conhecendo-se o volume das caixas, optou-se por determinar o peso do solo que é necessário para se obter o peso volúmico seco correspondente ao índice de compactidade pretendido no ensaio. Feito isso, divide-se o peso total de solo necessário pelo número de camadas a colocar, obtendo-se assim, o peso do solo a verter por camada. Quando o solo vertido, após compactação, ocupar a espessura de camada pré-definida pode-se considerar que o seu índice de compactidade é bastante aproximado ao pretendido.

A seguir à fixação do provete de geossintético, coloca-se a caixa superior na posição que deve ocupar no início do ensaio (Figura 45). Nesta altura faz-se o ajuste do espaço entre a base da caixa superior e o provete, de modo a que as paredes laterais da caixa superior não contactem com o geossintético, para não influenciar os resultados do ensaio, mas tendo também a preocupação de minimizar a perda de solo por este espaço no decorrer do ensaio.



Figura 45. Aparelho de corte em plano inclinado- colocação da caixa superior.

Realizado o ajuste da altura da caixa, procede-se ao enchimento da caixa superior, seguindo um procedimento em tudo semelhante ao que foi descrito para o enchimento da caixa inferior (Figura 46). Para a caixa superior, que possui dimensões diferentes da caixa inferior, é necessário que se faça um novo cálculo do peso de solo seco por camada a aplicar, chegando-se assim ao índice de compactidade pretendido, visto que, como já foi justificado, não é

possível usar do gamadensímetro neste equipamento de ensaio. Durante o enchimento da caixa superior e a compactação do solo é recomendado o uso de algum dispositivo que trave completamente o movimento da caixa superior (Figura 47), a fim de se evitar qualquer movimentação precoce antes do início do ensaio, e assim altere algum parâmetro de resistência na interface solo-geossintético, solo-solo, ou ambos para os casos de ensaios de geogrelhas.



Figura 46. Compactação do solo na caixa superior durante a montagem do ensaio de corte em plano inclinado



Figura 47. Travamento do movimento da caixa superior durante enchimento e compactação do solo.

Concluída esta tarefa coloca-se a tampa rígida sobre o solo e eleva-se o pendural, onde está fixa a célula de carga, de forma a posicioná-la em cima desta tampa, permitindo assim a atuação da força normal no solo.

Seguidamente seleccionam-se os pesos a aplicar de modo a que a força normal, e por conseguinte, a tensão de confinamento seja a definida para o ensaio.

Escolhe-se então a velocidade de ensaio através da posição do disco (já mostrado na Figura 31b), que deve ser ajusta para 0,5º/min. Finalmente verifica-se a horizontalidade da base , leva-se o transdutor de deslocamento à posição zero e inicia-se o ensaio ativando também a aquisição de dados no *software* (Figura 43).

Uma vista geral do aparato utilizado no ensaio é mostrada na Figura 48.



Figura 48. Vista geral do conjunto de equipamentos utilizado na realização dos ensaios de corte em plano inclinado: máquina de ensaio de CPI, sistema de aquisição de dados e computadores para processamento e armazenamento de dados.

5. ANÁLISE EXPERIMENTAL DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO ATRAVÉS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se os resultados obtidos laboratorialmente nos ensaios de corte em plano inclinado de amostras intactas e submetidas a danificação durante a instalação sob condições reais. Assim, procura-se contribuir para o esclarecimento do fenômeno de danificação e sua influência nos geossintéticos quando estes são utilizados em taludes e onde a resistência da interface solo-geossintético é fator de suma importância.

5.2. MATERIAIS UTILIZADOS NO ESTUDO

5.2.1. Solo

Dado que se estudou a interface solo-geossintético, o solo utilizado tem grande influência nos resultados. Neste trabalho recorreu-se a amostras de geossintéticos submetidos previamente a instalação em obra de aterros experimentais. Por essa razão, o solo utilizado nos ensaios de CPI foi semelhante ao usado nos aterros experimentais. Dada a limitação existente na norma ISO EN 12957-2:2004 à dimensão máxima das partículas de solo a usar, foi necessário fazer alguns ajustes, retirando as partículas com dimensão superior a 10mm.

O solo granular utilizado tinha partículas com dimensões que variam entre 0,074mm a 9,5mm, peso volúmico mínimo de $15,33\text{kN/m}^3$ e peso volúmico máximo de $20,69\text{kN/m}^3$. Na prática trata-se de um *tout-venant* a que foram retiradas as partículas com dimensão superior a 10mm. A Figura 49 mostra a curva granulométrica do solo.

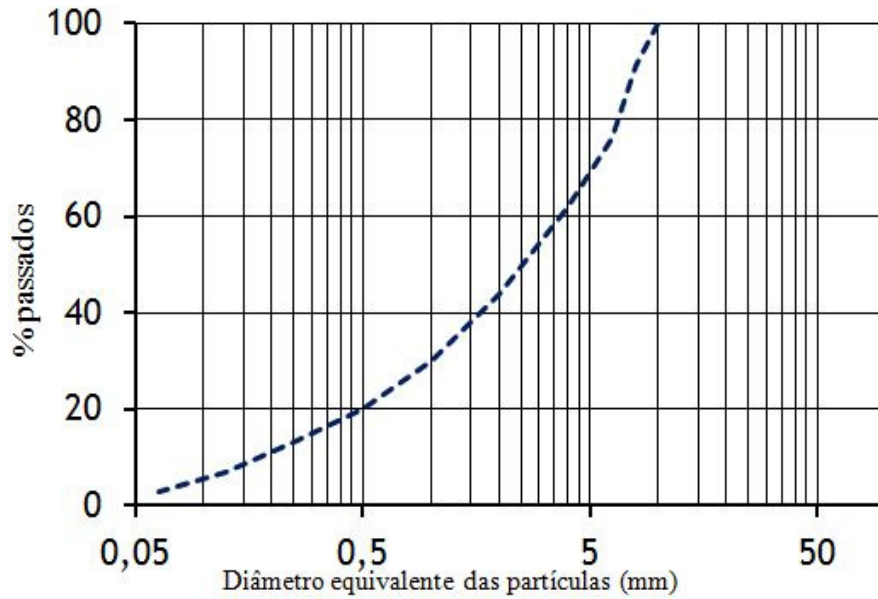


Figura 49. Curva granulométrica do solo utilizado.

Nas Tabelas 14 e 15 encontram-se algumas das características deste material, nomeadamente, os diâmetros máximo, D_{max} , e mínimo, D_{min} , os diâmetros D_{10} , D_{30} , D_{50} e D_{60} , o coeficiente de uniformidade, C_u , o coeficiente de curvatura, C_c , os pesos volúmicos máximo, γ_{max} , e mínimo, γ_{min} , e o peso volúmico correspondente ao índice de compactação de 50%, γ (ID=50%). Na Figura 50 vê-se o aspecto do solo usado.



Figura 50. Solo utilizado no estudo.

Optou-se por impor um índice de compactidade de 50% para o solo, compactando-se o solo até que se atingisse esse valor. Um grau de compactação de 50% corresponde a um peso volúmico de 17,61kN/m³.

Tabela 14. Características granulométricas do solo ensaiado

Solo fração ≤10mm	% < 0,074	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{max}
	mm					
	3,63	0,19	1,00	2,67	3,67	10,00

Tabela 15. Características físicas do solo ensaiado

Solo fração ≤10mm	γ _{min}	γ _{max}	γ _[ID=50%]	φ' pico	φ' residual	Cu	Cc	c' pico	c' residual
		kN/m ³			(°)		-		kPa
	15,33	20,69	17,61	45,7	42,5	19,64	1,45	8,55	8,49

5.2.2. Geossintéticos

Nesta investigação são apresentados os resultados referentes a três geossintéticos: um geotêxtil tecido em polipropileno (GTXw), uma geogrelha biaxial em polipropileno (GGRb), e uma geogrelha uniaxial polietileno de alta densidade (GGRu). Estes materiais estão ilustrados na Figura 51.

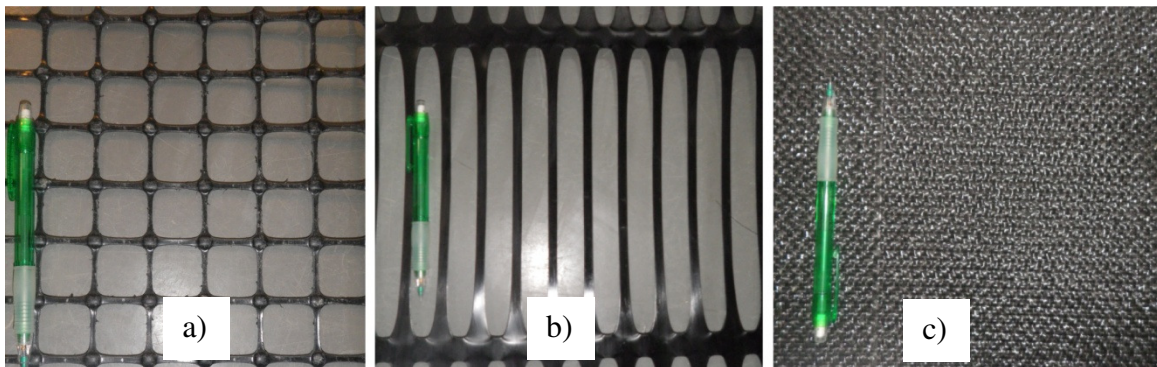


Figura 51. Geossintéticos usados na campanha de ensaios: a)geogrelha biaxial, b)geogrelha uniaxial e c)geotêxtil tecido respectivamente.

Visto que a presente investigação esta direcionada essencialmente para aplicações em que os geossintéticos exercem a função de reforço, foram feitos ensaios apenas para a direção de fabrico.

Neste trabalho utilizam-se os acrónimos para geossintéticos recomendados pela IGS (International Geosynthetic Society) através do documento "Recommended Descriptions of Geosynthetic Functions, Geosynthetic Terminology, Mathematical and graphical Symbols"

5.2.2.1. Geotêxtil

O geotêxtil tecido em polipropileno, usado na campanha, possui massa por unidade de área de 320g/m^2 , valores médios de resistência à tração de $68,97\text{kN/m}$ e resistência a deformação na rotura de $14,89\%$ (GTX) (Paula, 2003). Na Figura 52 ilustram-se os três tipos de amostras de GTX ensaiados: GTX intacto, GTX EC1 e GTX EC2 respectivamente. A descrição das condições de danificação é feita na secção

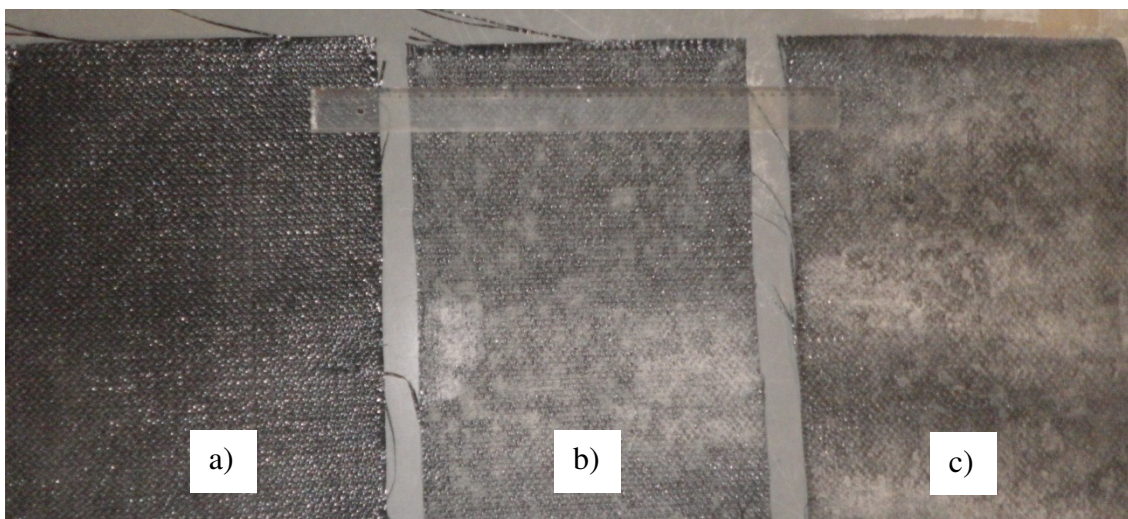


Figura 52. GTX a) intacta, b)DDI EC1 e c) DDI EC2..

5.2.2.2. Geogrelhas

As geogrelhas utilizadas nos ensaios foram :

- (GGRb) com valores médios da resistência à tração na ruptura e de deformação de respectivamente $45,91\text{kN/m}$ e $14,83\%$ (Paula, 2003).

- (GGRu) com valores médios de resistência à tração na ruptura e de deformação respectivamente de 57,36kN/m e 13,83% (Paula, 2003).

As Figuras 53 e 54 apresentam o aspecto visual destes materiais.

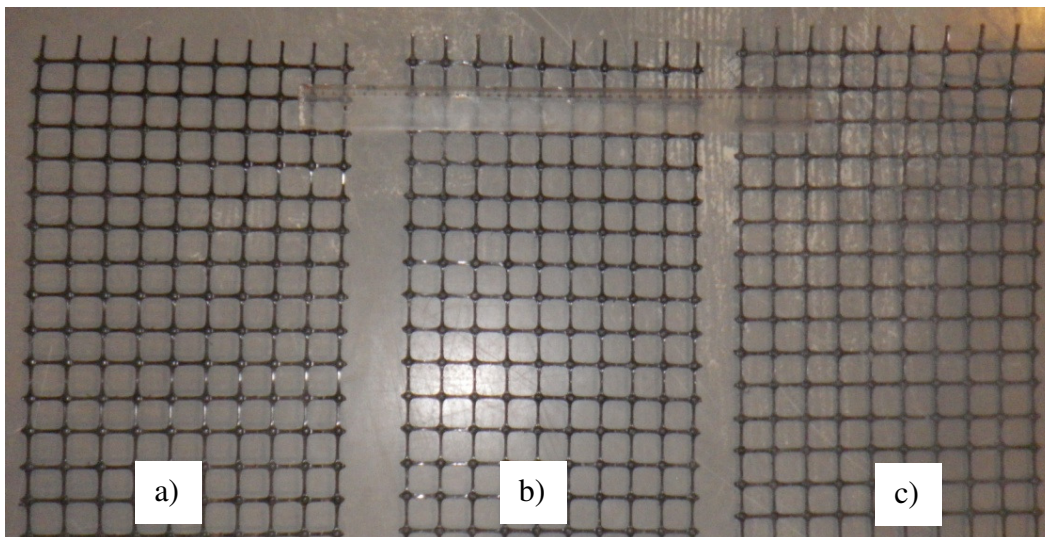


Figura 53. a) GGRb intacta, b) DDI EC1 e c) DDI EC2.

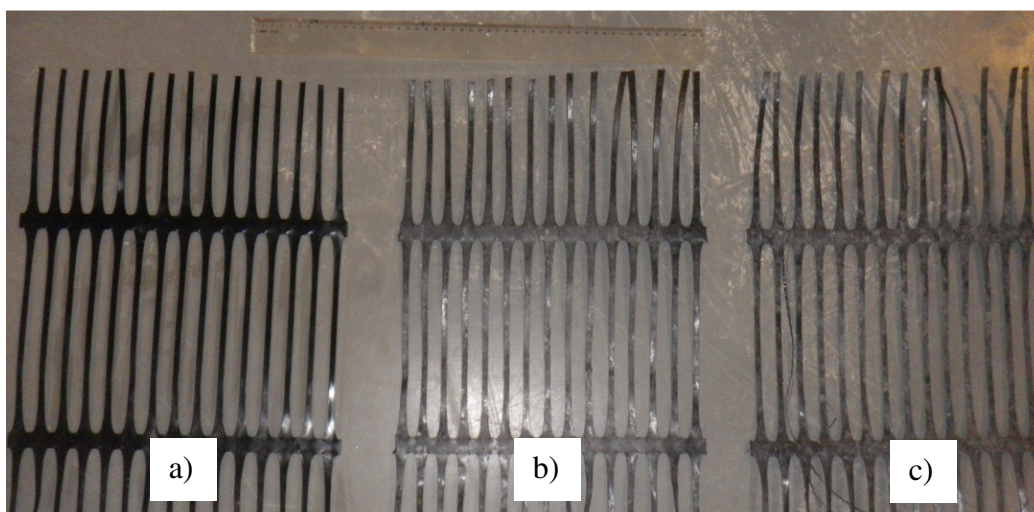


Figura 54. a) GGRu intacta, b) DDI EC1 e c) DDI EC2

Nas figuras 55 e 56 e nas tabelas 16 e 17 apresentam-se as características geométricas das geogrelhas ensaiadas (Costa-Lopes, 2001, Paula, 2003).

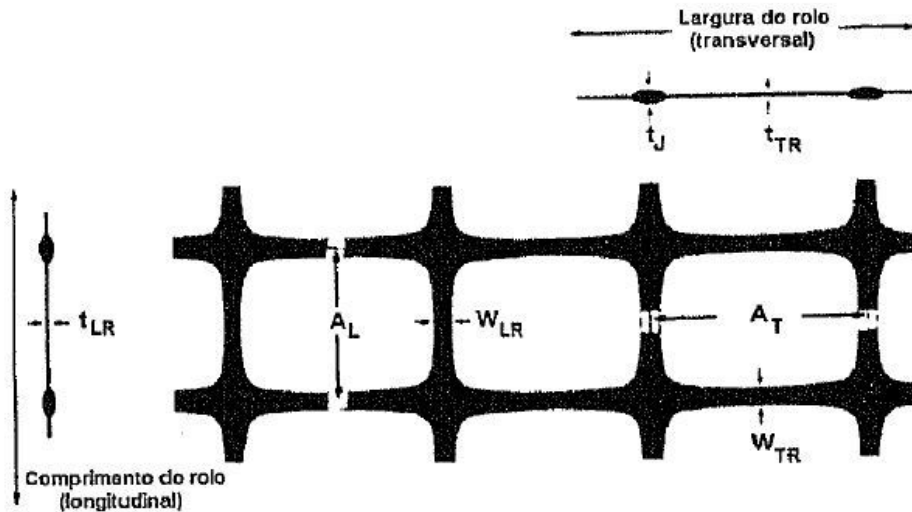


Figura 55. Geometria de GGRb (Costa-Lopes, 2001).

Tabela 16. Características geométricas da GGRb.

A_L	A_T	W_{LR}	W_{TR}	t_J	t_{LR}	t_{TR}
(mm)						
33,0	33,0	2,2	2,5	5,8	2,2	1,4

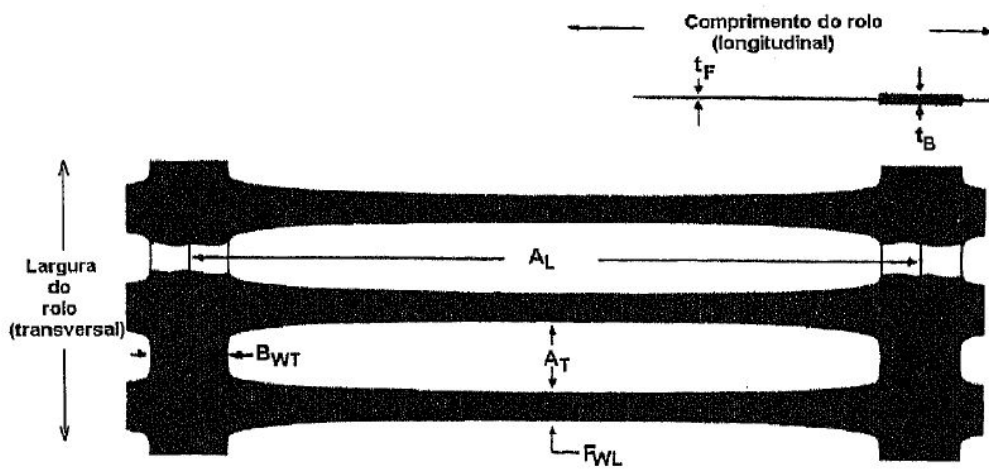


Figura 56. Geometria de GGRu (Paula, 2003).

Tabela 17. Características geométricas da GGRu.

A_L	A_T	B_{WT}	F_{WL}	t_B	t_R
(mm)					
235,0	16,0	16,0	6,0	2,7 máx	2,5 mín

5.3. CONDIÇÕES DE DANIFICAÇÃO EMPREGADA NAS AMOSTRAS

Os geossintéticos danificados, ensaiados neste estudo, sofreram danificação durante a instalação em campo no estudo de Pinho-Lopes (2004b). Era objetivo fundamental destas autoras, o estudo da influência do tipo de solo e da energia de compactação dos mesmos na danificação real dos geossintéticos durante a instalação.

Para tal, realizaram-se aterros experimentais sobre panos de geossintéticos, utilizando para as amostras desta investigação três solos distintos designados 1, 2 e 3. As energias de compactação aplicadas ao solo foram de 90% e 98% do Proctor normal, designadas por EC1 e EC2, respectivamente.

Para o presente estudo interessa-se especificamente o solo 3, que foi o solo usado na danificação em campo dos provetes ensaiados no equipamento de ensaio de corte em plano inclinado nesta investigação. As características principais do solo 3 estão indicadas na tabela 18 e 19.

Tabela 18. Características granulométricas do solo utilizado no aterro de danificação experimental.

Solo 3	% < 0,074	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀	D _{max}	C _u	C _c
	mm							
	6,10	0,28	2,93	9,88	14,12	50,00	50,43	2,17

Tabela 19. Caracterização laboratorial do solo utilizado no aterro de danificação experimental.

Solo 3	% < 0,074	Limites			W _n	S.E.	L.A.	Proctor γ d _{max}	Proctor W _{opt}
		LL	LP	IP	%	(%)	(%)	(g/cm ³)	(%)
	6,10	NP	NP	NP	-	52,30	31,00	2,17	6,20

Para o solo foram executados dois aterros diferentes, um para cada grau de compactação.

Os procedimentos de execução dos aterros provisórios seguiram uma boa prática de instalação e, portanto, as danificações que surgiram são inevitáveis em qualquer obra em que os materiais deste tipo sejam utilizados (Lopes et al., 2001).

Assim, os aterros foram realizados sobre a plataforma da estrada, em que foi colocada uma camada de material idêntico ao que seria utilizado na construção do aterro. O material de aterro foi vertido e espalhado sobre a fundação numa camada com cerca de 150mm. Em seguida o material foi nivelado e compactado utilizando o equipamento de compactação considerado adequado (Figura 57) (Paula, 2003).

Cada pano de geossintético foi estendido sobre a camada de aterro deixando livre, entre os diferentes tipos de geossintéticos, uma zona de cerca de 1,0m de comprimento (Figura 58b). Em seguida o material de aterro foi espalhado em duas camadas de 300mm, niveladas e compactadas de forma a atingir o grau de compactação definido (Figura 58 c, d, e) (Paula, 2003).

O controlo do grau de compactação desejado (90% ou 98% do Proctor normal de cada um dos materiais de aterro) foi realizado recorrendo a um gamadensímetro (Figura 58f).

Para facilitar as operações posteriores de remoção do material de aterro sobre os geossintéticos e exumação destes, a posição dos vários panos de geossintéticos foi devidamente assinalada e registada (Lopes et al., 2001).

As operações de exumação do material foram realizadas com especial cuidado para que não fosse induzida aos geossintéticos danificações adicionais as que tinham sofrido durante a instalação. Assim, nas proximidades dos geossintéticos o material de aterro foi removido manualmente (Figura 58g).



Figura 57. Equipamentos utilizados para; a) espalhamento e nivelamento; b) compactação (adaptado de (Lopes et al., 2001)).

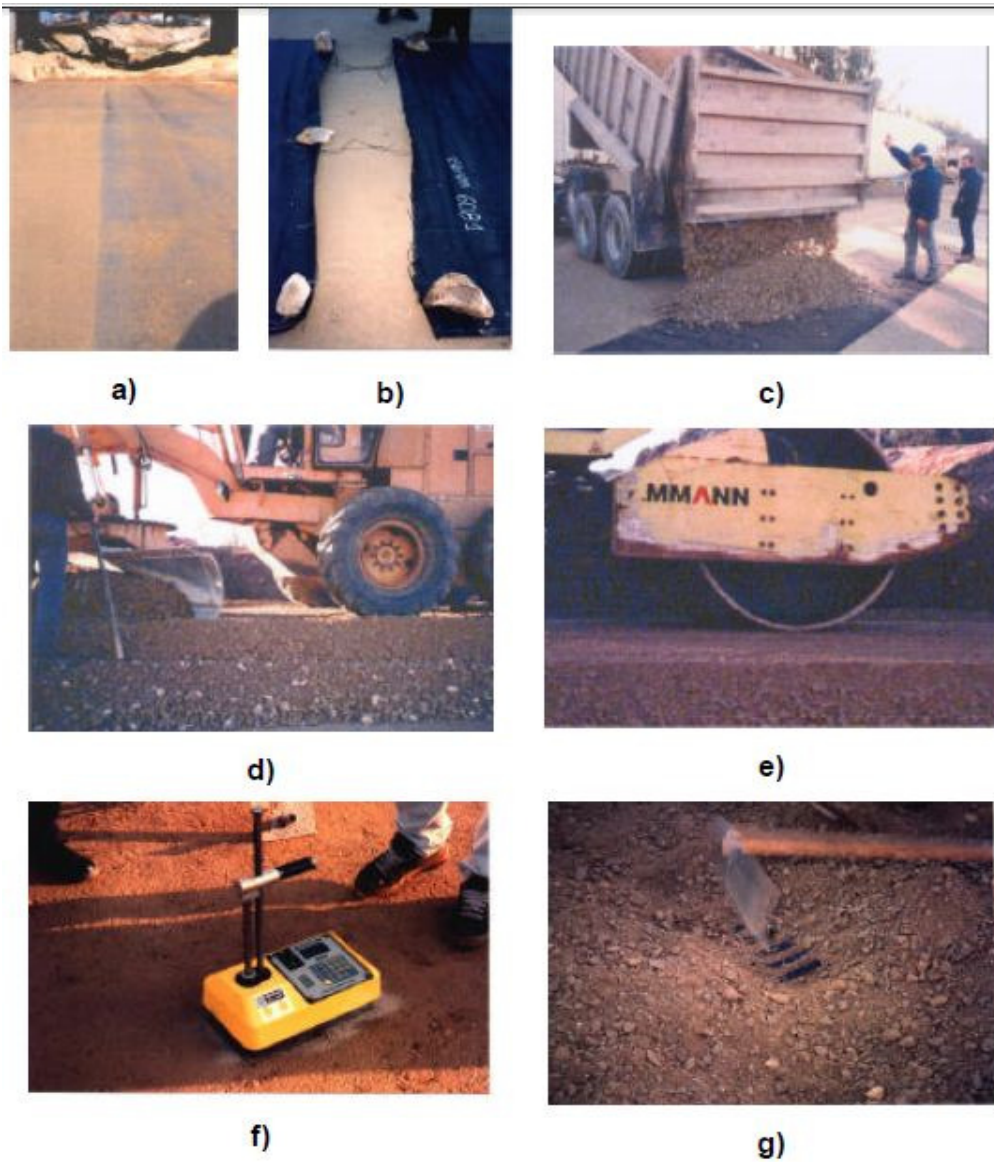


Figura 58. Sequência da execução dos aterros experimentais (Pinho-Lopes, 2004b).

5.4. PROGRAMA DE TRABALHOS

O programa de trabalhos estabelecido consistiu em caracterizar os efeitos da DDI, relativamente ao comportamento da interface solo-geossintético, através do ensaio de corte em plano inclinado..

Para tal realizaram-se ensaios de corte em plano inclinado com as amostras danificadas em campo e intactas.

Também foi realizada uma campanha de fotografias dos provetes através de microscopia ótica digital.

O programa de ensaios de corte em plano inclinado realizado está resumido na Tabela 20. Cada um dos ensaios indicado foi realizado sobre três provetes do mesmo geossintético, o que conduziu a um total de 27 provetes ensaiados.

Os ensaios foram conduzidos num ambiente com uma temperatura de 20°C \pm 2°C e uma humidade relativa de 65% \pm 2%, como preconiza a EN ISO 12957-2:2004.

Já o trabalho de imagens executado por microscopia ótica digital, foi composto por um total de 59 fotografias, e está representado na Tabela 21. O equipamento utilizado, o microscópio Bresser DM 400, é mostrado na Figura 59.



Figura 59. Microscópio ótico digital Bresser DM 400.

Tabela 20. Programa de ensaios efetuados.

Geossintético	Tipo de Solo	Tensão de Confinamento (kPa)	Velocidade de ensaio (°/min)	Metodologia do Ensaio	Dimensões do provete comprimento(m) /largura(m)
GGRb intacta	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GGRb EC1	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GGRb EC2	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GGRu intacta	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GGRu EC1	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GGRu EC2	3	10	0,5	2	0,70x0,43
GTX intacto	3	10	0,5	1	0,70x0,43
GTX EC1	3	10	0,5	1	0,70x0,43
GTX EC2	3	10	0,5	1	0,70x0,43

Tabela 21. Programa de fotografias realizadas.

Geossintético/Zoom	20X	80X	350X
GGRb intacta	4	2	1
GGRb EC1	4	2	1
GGRb EC2	3	2	1
GGRu intacta	4	2	1
GGRu EC1	4	2	1
GGRu EC2	4	2	1
GTX intacto	3	2	1
GTX EC1	3	2	1
GTX EC2	3	2	1

5.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE CORTE EM PLANO INCLINADO

Através do ensaio de corte em plano inclinado pode avaliar-se a evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da base rígida. Quando o deslocamento medido no transdutor atinge os 0,050m está então definida a inclinação máxima. O valor desta inclinação, designado por β , é simplesmente o ângulo máximo em que a caixa deslizou 50mm, mas não corresponde ainda ao ângulo de atrito do solo com o geossintético ϕ_{sg} .

Para se chegar ao ângulo de atrito ϕ_{sg} procede-se como já exposto em 3.4.4.1.

De acordo com a EN ISO 12957-2:2004 os resultados do ensaio devem ser expressos em termos de valor médio obtido para o ângulo de atrito da interface solo-geossintético nos três provetes que o constituem, devendo também ser definido o desvio padrão correspondente.

Uma atenção especial sempre deve ser dada ao cálculo de $f_{(\beta)}$, que se define como a força necessária para impedir o movimento da caixa superior vazia quando a base está inclinada de β . De fato, é necessário ter atenção que o peso da própria caixa tem de ser contabilizado no cálculo da tensão de corte, uma vez que constitui uma componente adicional para a força exercida ao longo da superfície de deslizamento. Visto ser imprescindível entrar em linha conta com a sua distribuição, esta força deve ser medida para incrementos sucessivos de 5º no valor da inclinação, fazendo-se interpolação linear para os ângulos β intermédios (Costa-Lopes, 2001). Na Tabela 22 são expostos os valores utilizados de $f_{(\beta)}$ para a caixa superior da máquina de ensaio de CPI da FEUP, medidos por Costa-Lopes(2001).

Tabela 22. Valores de $f_{(\beta)}$ em função do ângulo β .

β (º)	5	10	15	20	25	30
$f_{(\beta)}$ (N)	6,21	13,45	20,00	26,22	32,43	38,30

5.6. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CORTE EM PLANO INCLINADO

5.6.1. Geotêxtil GTX

Inicia-se por analisar os resultados obtidos para o geotêxtil tecido GTX.

Visando avaliar de forma clara e objetiva quanto possível a influência da DDI no desempenho do GTX, todos provetes de geotêxtil utilizados no estudo foram ensaiados para as mesmas condições. Assim utilizou-se de uma tensão de confinamento de 10kPa e a metodologia de ensaio 1, onde o geossintético é colocado sobre uma base rígida e lisa (Tabela 20).

Os resultados obtidos no ensaios de corte em plano inclinado dos provetes de geotêxtil intactos apresentam-se na Tabela 23. Já nas Tabelas 24 e 25 apresentam-se respetivamente os resultados para amostras DDI EC1 e DDI EC2. Na Figura 60 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa de solo com o aumento da inclinação da rampa para os 3 provetes de GTX intactos, e nas Figuras 61 e 62 para as amostras GTX DDI EC1 e GTX DDI EC2.

Tabela 23. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX intacto.

Provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg}(^{\circ})$
1	32,68	900,00	0,09	8,42	41,45	5,86	0,696	34,85
2	33,23	900,00	0,09	8,36	42,09	5,95	0,711	35,41
3	30,70	900,00	0,09	8,60	39,12	5,54	0,644	32,79
Média	32,20						Média	34,35
D. Padrão	1,33						Desvio Padrão	1,38
C. Variação	4,13%						Coeficiente de Variação	4,01%

Tabela 24. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX DDI EC1

Provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)*	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg}(^{\circ})$
1	32,20	900,00	0,09	8,46	40,88	5,78	0,683	34,35
2	30,30	900,00	0,09	8,63	38,65	5,47	0,634	32,38
3	31,20	900,00	0,09	8,55	39,71	5,62	0,657	33,31
Média	31,23						Média	33,35
D. Padrão	0,95						Desvio. Padrão	0,99
C. Variação	3,04%						Coeficiente de Variação	2,96%

Tabela 25. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado GTX DDI EC2

Proвете	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)*	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg}(^{\circ})$
1	33,50	900,00	0,09	8,34	42,41	5,99	0,718	35,69
2	33,70	900,00	0,09	8,32	42,64	6,02	0,724	35,90
3	33,10	900,00	0,09	8,38	41,94	5,93	0,708	35,28
Média	33,43						Média	35,62
D. Padrão	0,31						Desvio Padrão	0,32
C. Variação	0,91%						Coefficiente de Variação	0,89%

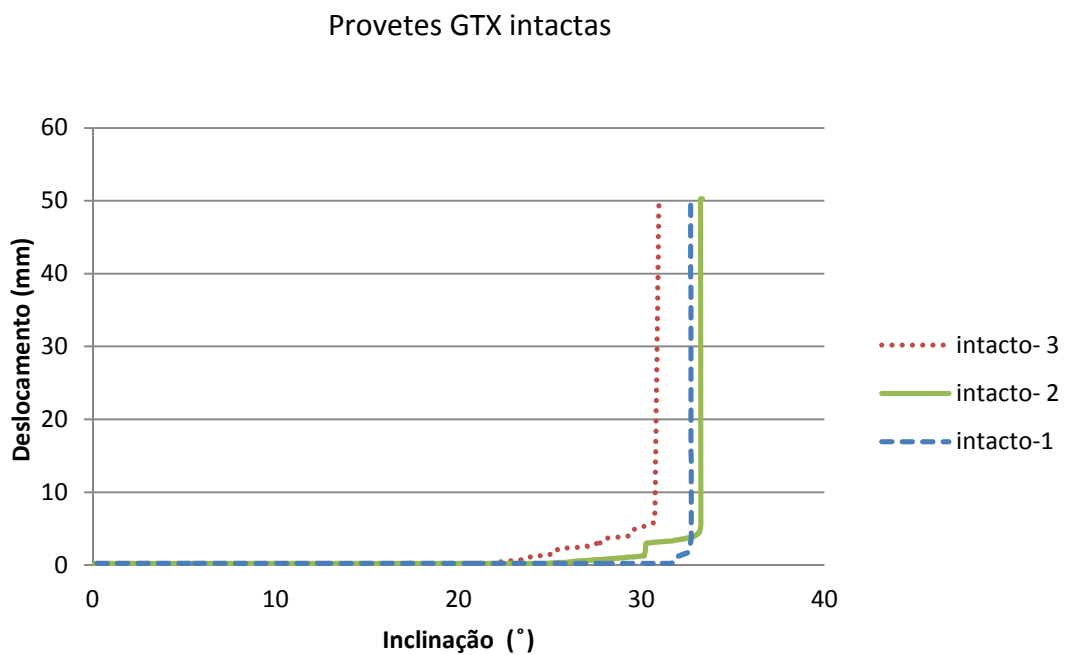


Figura 60. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras intactas de GTX.

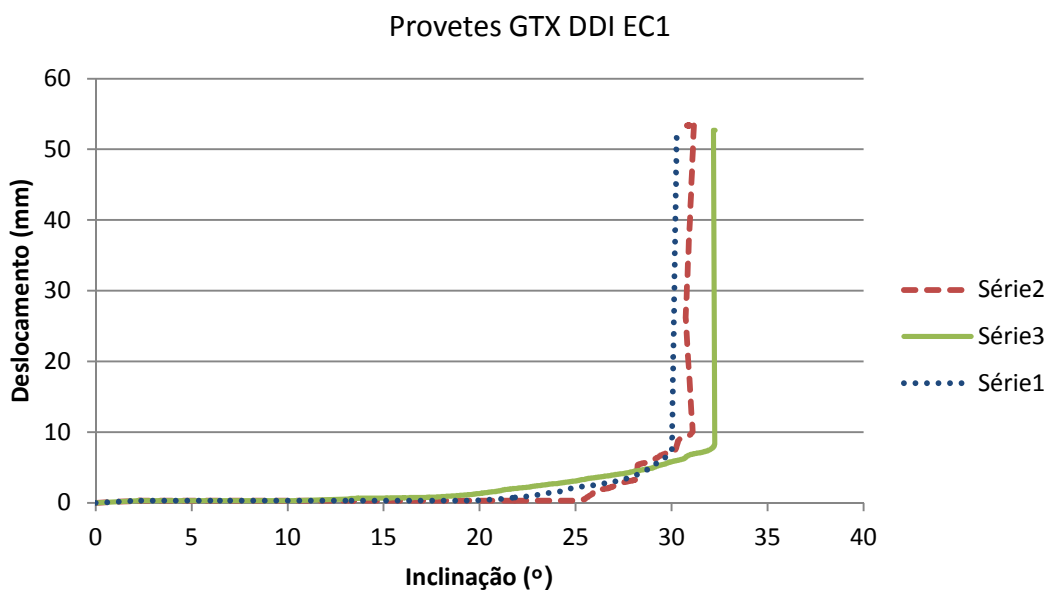


Figura 61. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras de GTX DDI EC1.

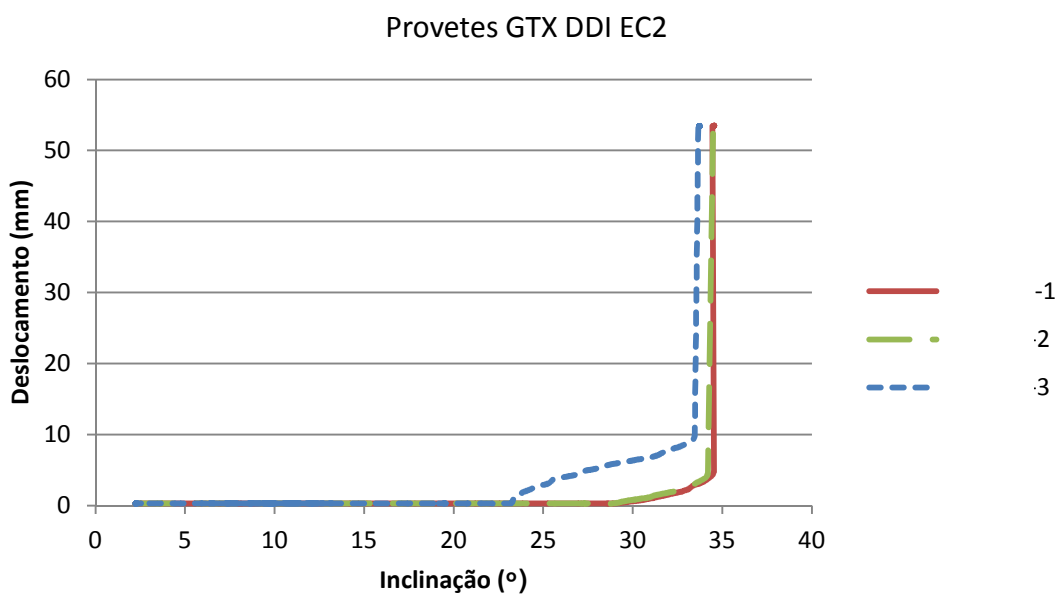


Figura 62. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três amostras de GTX DDI EC2.

Na Tabela 26 é apresentada a comparação de resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para o GTX, em termos de valores médios do ângulo de atrito da interface solo-geossintético, acompanhados por informações

complementares, onde também estão representados em termos de ângulo de atrito da interface solo-geossintético residual para os diferentes provetes ensaiados. Na Figura 63 é representada graficamente a evolução do deslocamento da caixa superior em função da inclinação da rampa para cada tipo de danificação considerada e para o geotêxtil de referência intacto. Para comparação foi selecionada a curva mais próxima do desempenho médio de da amostra respectiva

Com base na comparação de valores médios, percebe-se uma maior eficiência na interação do GTX DDI EC2, apresentando este um ganho de 2,2% no ângulo de atrito na interface solo-geossintético em relação à amostra de referência. Já para o GTX DDI EC1, há variação negativa do ângulo de atrito, com uma perda de 4,3% no ângulo de atrito Φ_{sg} , em relação ao material intacto.

Dado que as variações referidas são da mesma ordem de grandeza dos coeficientes de variação correspondentes, estes valores sugerem que a danificação induzida durante a instalação em campo não alterou significativamente o comportamento na interface solo-GTX para as condições ensaiadas.

No entanto, apesar de nada o indicar a olho nu, as fotografias feitas por microscopia óptica (Figura 64) mostram grandes danos na estrutura dos geossintéticos danificados. Este aspecto visual pode indicar que, apesar da pequena variação observada na resistência da interface medida, pode haver alteração de outras propriedades do material. Paula(2003) apresentou os resultados correspondentes em termos de resistência à tração.

Na Figura 65 vê-se o aspecto dos provetes exudados, vistos a olho nú. No anexo II vê-se outras imagens dos geossintéticos em microscópio ótico realizadas com ampliação de 80 vezes.

Quanto à repetitividade dos resultados, os ensaios das amostras de geotêxteis mostram uma boa repetitividade, comprovada por baixos desvios padrão e

coeficientes de variação. O valor mais elevado foi registado para amostras intactas com coeficiente de variação de 4,01%, sendo um valor aceitável.

Tabela 26. Resumo de resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para o GTX.

Tipo de Amostra	Metodologia de Ensaio	Tensão de Confinamento (kPa)	$\phi_{sg}(\text{°})$	Desvio Padrão (°)	Coefficiente de Variação (%)	ϕ_{sg} Residual(%)
Intacta	1	10	34,85	1,38	4,01	-
EC1	1	10	33,35	0,99	2,96	95,7
EC2	1	10	35,62	0,32	0,89	102,2

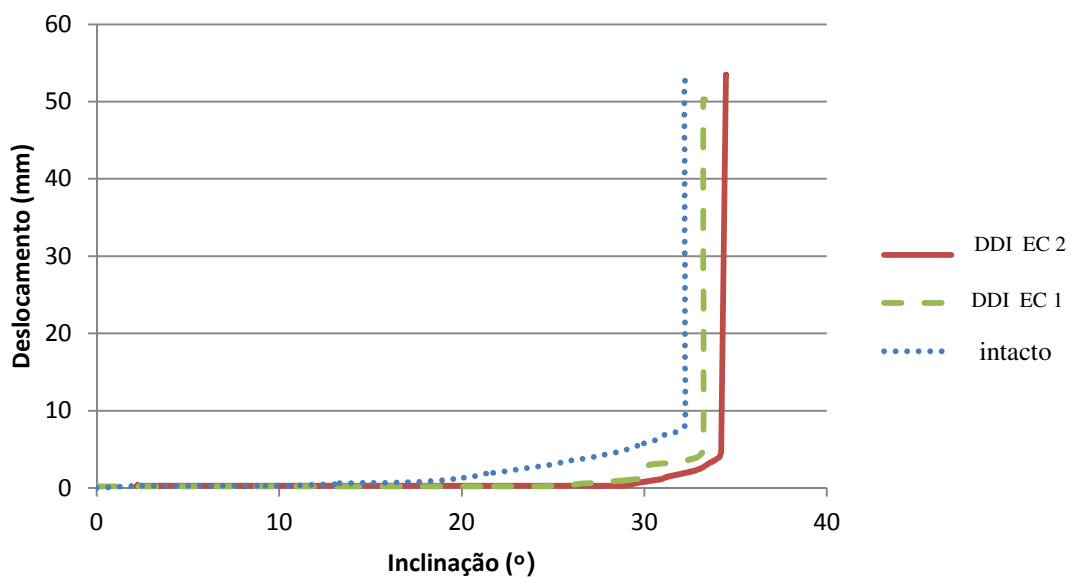


Figura 63. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para os três tipos de GTX: intacto, EC1 e EC2.

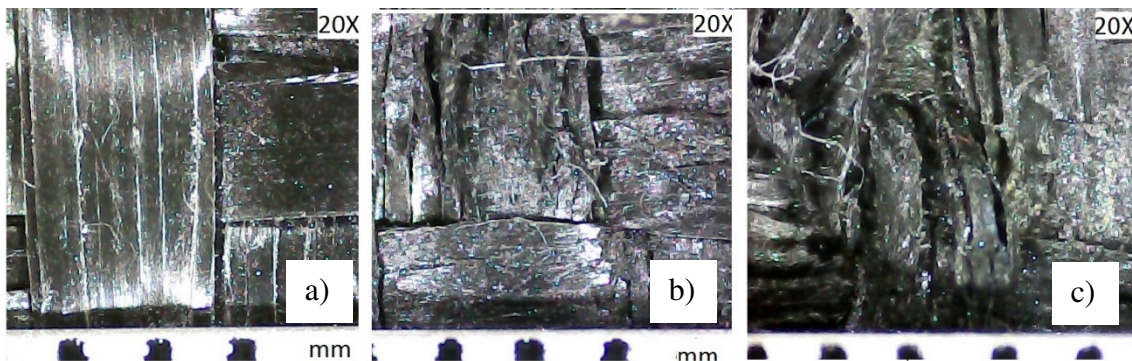


Figura 64. Fotografias em microscópio óptico do GTX: a)intacto, b)DDI EC1, c) DDI EC2.

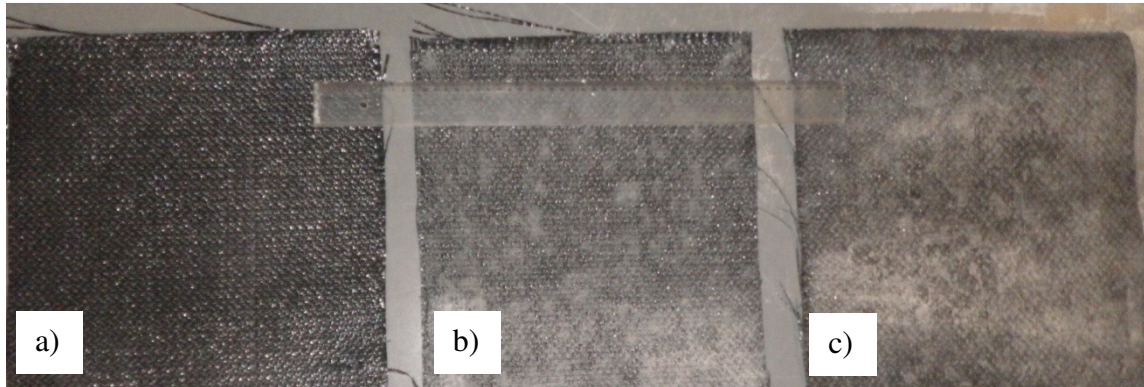


Figura 65. Aspecto visual do GTX, a)intacto, b)DDI EC1, c) DDI EC2.

5.6.2. Geogrelhas GGRb

Todos os provetes de geogrelhas foram ensaiados para as mesmas condições. Assim utilizou-se uma tensão de confinamento de 10kPa, e a metodologia de ensaio 2, onde o geossintético é colocado sobre a caixa inferior da máquina de ensaio, que é preenchida com solo. O aspecto visual de alguns dos provetes de GGRb ensaiados podem ser vistos na Figura 66.

Os resultados obtidos no ensaios de corte em plano inclinado dos provetes de GGRb intactos apresentam-se na Tabela 27. Já na tabela 28 e 29 apresentam-se, respectivamente, os resultados para amostras danificadas em DDI EC1 e DDI EC2. Na Figura 67 mostra-se a evolução do deslocamento da caixa de solo com o aumento da inclinação da rampa para os 3 provetes de GGRb de, e nas Figuras 68 e 69 para amostras GGR DDI EC1 e GGR DDI EC2, respetivamente.

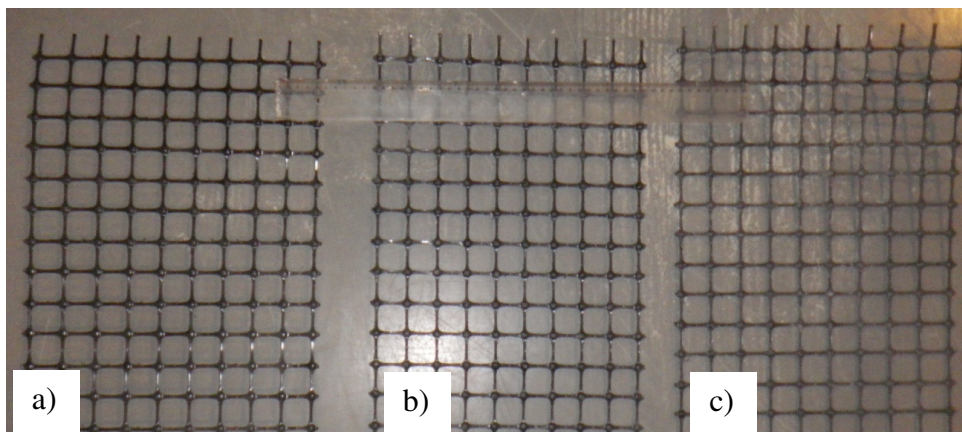


Figura 66. GGRb: a) intacta, b)DDI EC1, c)DDI EC2.

Tabela 27. Resultados do ensaio de corte em plano inclinada da GGRb intacta.

provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)*	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	36,97	900,00	0,09	7,99	46,48	6,53	0,817	39,26
2	36,67	900,00	0,09	8,02	46,13	6,48	0,808	38,95
3	36,34	900,00	0,09	8,06	45,74	6,43	0,799	38,62
Média	36,66						Média	38,94
D. Padrão	0,32						Desvio Padrão	0,32
C. Variação	0,86%						Coefficiente de Variação	0,83%

Tabela 28. Resultados do ensaio de corte em plano inclinada da GGRb EC1.

provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)*	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	36,30	900,00	0,09	8,06	45,70	6,43	0,798	38,57
2	38,50	900,00	0,09	7,83	48,28	6,76	0,864	40,83
3	36,69	900,00	0,09	8,02	46,15	6,49	0,809	38,97
Média	37,16						Média	39,46
D. Padrão	1,17						Desvio Padrão	1,20
C. Variação	3,16%						Coefficiente de Variação	3,04%

Tabela 29. Resultados do ensaio de corte em plano inclinado da GGRb EC2.

provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)*	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	35,67	900,00	0,09	8,12	44,96	6,33	0,779	37,93
2	37,58	900,00	0,09	7,93	47,20	6,62	0,836	39,89
3	37,10	900,00	0,09	7,98	46,64	6,55	0,821	39,39
Média	36,78						Média	39,07
D. Padrão	0,99						Desvio Padrão	1,02
C. Variação	2,70%						Coefficiente de Variação	2,61%

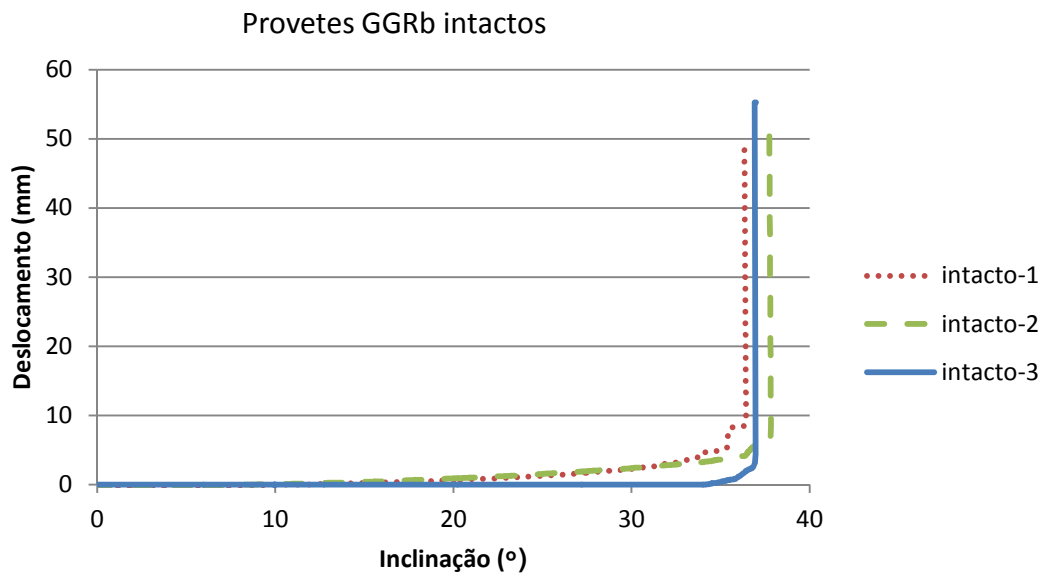


Figura 67. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para três provetes intactas da GGRb.

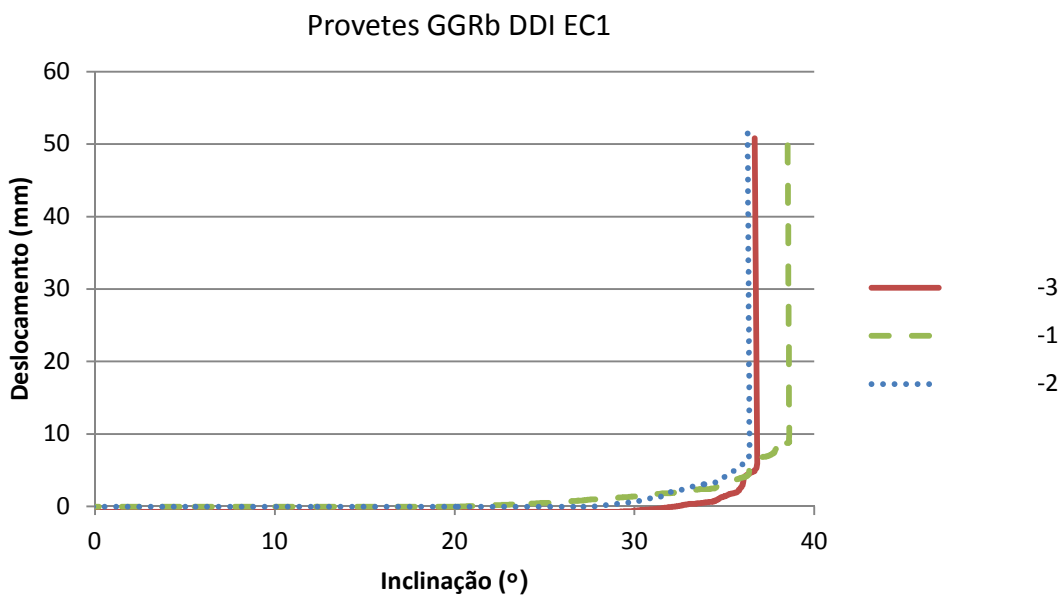


Figura 68. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio, para três provetes da GGRb DDI EC1

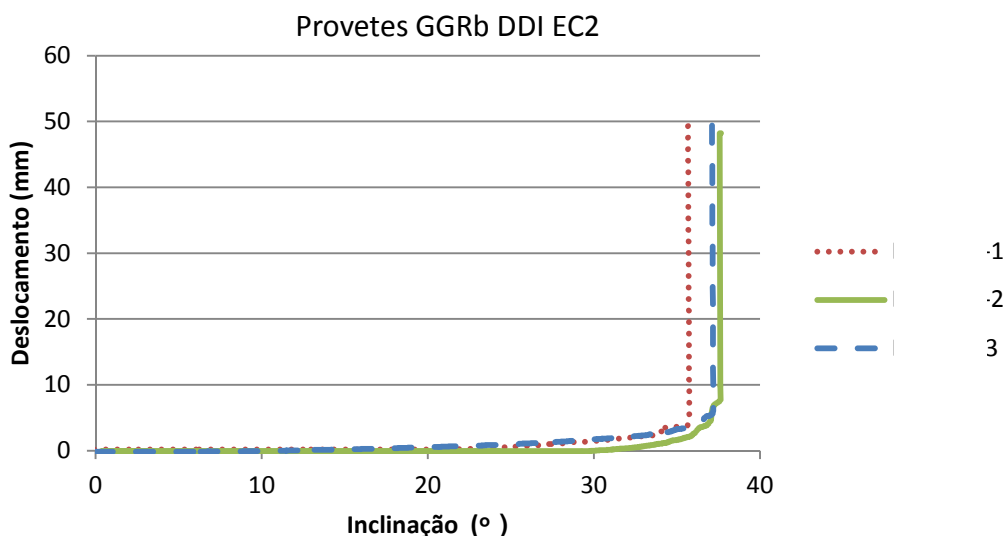


Figura 69. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio, para três provetes da GGRb DDI EC2.

Uma comparação de resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para a GGRb é apresentada na Tabela 30. Os valores médios do ângulo de atrito da interface solo-geossintético são expostos, acompanhados por informações complementares, onde também estão representados em termos de ângulo de atrito da interface solo-geossintético residual para os diferentes provetes. Na Figura 70 é representada graficamente a evolução do deslocamento da caixa superior em função da inclinação da rampa para cada tipo de danificação sofrida pela GGRb DDI EC1 e GGRb EC2 e para a GGRb intacta. Assim como no caso anterior do geotêxtil, foi selecionada para comparação a curva mais representativa do desempenho médio de cada tipo de amostra de GGRb.

Os resultados dos ensaios de CPI indicam que as situações de danificação durante a instalação as quais os provetes da GGRb foram expostos, provocaram um aumento na interação do geotêxtil com o solo, comprovada pelos ensaios. A GGRb DDI EC1 apresentou um ganho de 1,20% no ângulo de atrito na interface solo-geossintético em relação à amostra de referência, o que significa um ângulo de atrito final Φ_{sg} de 39,46°. Já para o GGRb DDI EC2 há um ganho, mas bastante discreto, da ordem de 0,3% em relação a amostra de

referência intacta. Dados que estas variações são de ordem de grandeza inferior aos valores dos coeficientes de variação respectivos, estas tem pouco significado.

Os resultados sugerem que a danificação induzida durante a instalação em campo também não alterou significativamente o comportamento na interface solo-geossintético para o caso da GGRb.

Tabela 30. Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para a GGRb.

Tipo de Amostra Geotêxtil	Metodologia de Ensaio	Tensão de Confinamento (kPa)	$\phi_{sg} (^{\circ})$	Desvio Padrão ($^{\circ}$)	Coefficiente de Variação (%)	Φ_{sg} Residual(%)
Intacta	2	10	38,94	0,32	0,83	-
EC1	2	10	39,57	1,20	3,04	101,6
EC2	2	10	39,07	1,02	2,61	100,3

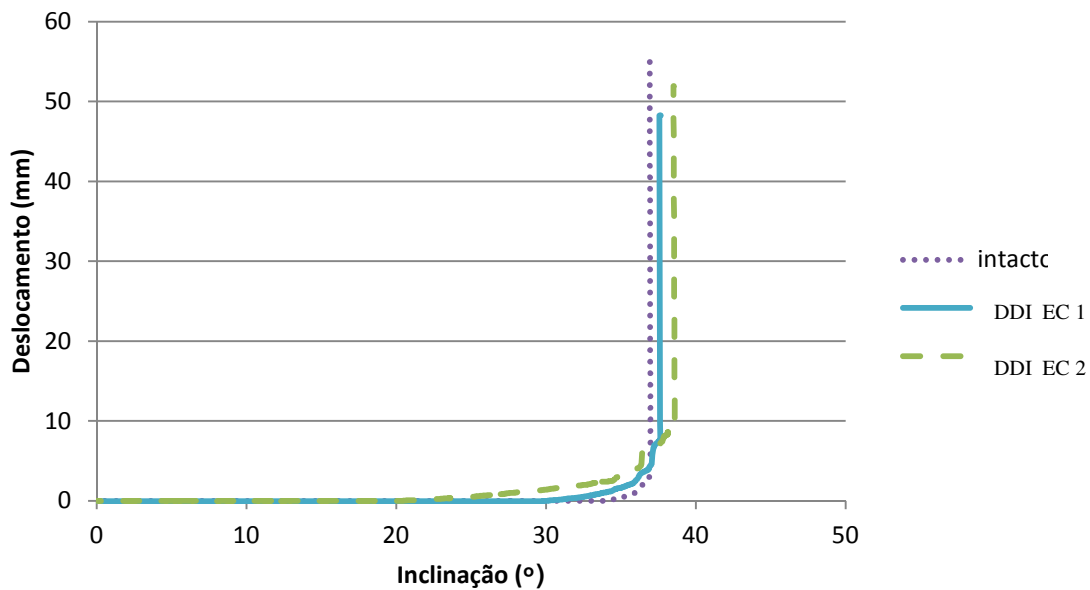


Figura 70. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para os três tipos de Geogrelhas SS40 ensaiadas: intacto, DDI 90% e DDI 98%.

Uma análise das fotografias retiradas por microscopia ótica das amostras, pode esclarecer a tendência de ligeira melhoria da interação na interface (Figura 71).

Pelas fotografias percebe-se que as geogrelhas que foram sujeitas a DDI apresentam superfícies claramente mais rugosas que a geogrelha intacta. Este aumento de rugosidade pode ser o motivo da melhor interação do solo com as geogrelhas sujeitas a DDI.

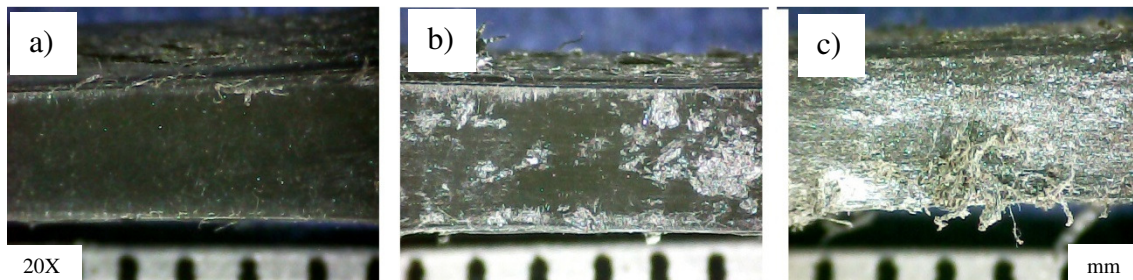


Figura 71. Fotografias em microscópio ótico da GGRb: a)intacta, b)DDI EC1, c) DDI EC2.

Esta constatação pode levar erroneamente a pensar que pela DDI não alterar substancialmente, podendo até mesmo aumentar, a interação do solo com a geogrelha em movimento do tipo de corte em plano inclinado, que assim não se precisaria ter atenção a este fenômeno em aplicações onde o fundamental é a interação solo-geossintético. Contudo, mesmo neste caso, a DDI sempre deve ser controlada e estimada, já que este aumento de rugosidade (que pode favorecer ao aumento da interação solo-geogrelha) pode prejudicar outras propriedades mecânicas, como o valor nominal da resistência a tração, chegando a coeficientes de redução consideráveis, de por exemplo 1,12 para EC1 e 1,27 para EC2, como constatou Pinho-Lopes (2004b) através de ensaios de tração usando amostras da mesma geogrelha e sujeitas às mesmas condições de DDI's que as do presente trabalho.

Os resultados obtidos para os 3 tipos de amostra de GGRb ensaiadas indicam boa repetitividade flutuando o coeficiente de variação dos resultados entre 0,83%, para GGRb intactas, e 2.61% para o caso GGRb EC2. Esta variação maior é compreensível visto que dificilmente todos provetes são danificados em obra da mesma forma, já que são sujeitos a esforços diversos na escala de tempo e de amplitude.

5.6.3. Geogrelha GGRu

Os resultados dos ensaios para os provetes da geogrelha uniaxial GGRu foram fortemente influenciados pela limitação de inclinação do equipamento de ensaio de CPI, já que a inclinação máxima conseguida girou em torno de 38°.

Os resultados possíveis de serem obtidos no ensaios de corte em plano inclinado sem que se fosse limitado pelas características do aparelho vieram dos provetes intactos GGRu e que se apresentam na Tabela 31.

Já nas Tabelas 32 e 33 apresentam-se respectivamente os resultados para as amostras DDI EC1 e DDI EC2. Neste caso não foi possível obter o ângulo de atrito do solo-geossintético. Isto ocorreu porque chegado ao limite máximo de inclinação do conjunto da caixa superior do equipamento de ensaio, não houve qualquer escorregamento. Isto significa que o ângulo de atrito solo-GGRu nestes casos será superior ao valor máximo registado nos ensaios.

Contudo, graças ao bom sistema de aquisição de dados digital do equipamento, foi possível ao menos monitorar a evolução do deslocamento com a inclinação do equipamento de cada provete. No caso específico desta geogrelha, devido às limitações já expostas, resolveu-se expor unicamente o gráfico que relaciona a evolução do deslocamento da caixa de solo com o aumento da inclinação da rampa já com os 3 conjuntos de provetes de interesse: intacto, DDI EC1 e DDI EC2 (Figura 72), não realizando análise individual por tipo de provete e danificação, como foi feito nos outros casos.

O aspeto visual da GGRu utilizada nos ensaios pode ser visto na Figura 73. No anexo II vê-se outras imagens dos geossintéticos em microscópio ótico realizadas com ampliação de 80 vezes.

Tabela 31. Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu intacta.

Provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	38,00	900,00	0,09	7,88	47,69	6,69	0,849	40,32
2	38,13	900,00	0,09	7,87	47,84	6,71	0,853	40,45
3	37,85	900,00	0,09	7,90	47,52	6,66	0,844	40,16
Média	37,99						Média	40,31
D. Padrão	0,14						Desvio Padrão	0,14
C. Variação	0,37%						Coefficiente de Variação	0,36%

Tabela 32. Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu DDI EC1.

Provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	<u>>38,83*</u>	900,00	0,09	7,79	48,67	6,81	0,874	<u>> 41,16*</u>
2	<u>>38,85*</u>	900,00	0,09	7,79	48,69	6,81	0,875	<u>> 41,18*</u>
3	36,22	900,00	0,09	8,07	45,60	6,42	0,795	38,49
Média	> 37,97						Média	> 40,28
D. Padrão	-						Desvio Padrão	-
C. Variação	-						C. Variação	-

* Caixa do conjunto de ensaio não deslizou quando dá inclinação máxima da máquina de GPI, portanto valor referido, é o valor mínimo esperado.

Tabela 33. Resultados do ensaio de corte em plano inclinada GGRu DDI EC1.

Provete	$\beta(^{\circ})$	Fv(N)	A(m ²)	σ_n (kPa)	f(β)(N)	τ (kPa)	τ/σ_n	$\phi_{sg} (^{\circ})$
1	<u>>38,87*</u>	900,00	0,09	7,79	48,71	6,82	0,876	<u>> 41,20*</u>
2	<u>>38,85*</u>	900,00	0,09	7,79	48,68	6,81	0,875	<u>> 41,17*</u>
3	<u>>38,85*</u>	900,00	0,09	7,79	48,69	6,81	0,875	<u>> 41,18*</u>
Média	> 38,85						Média	> 41,19*
D. Padrão	-						Desvio Padrão	-
C. Variação	-						Coefficiente de Variação	-

* Caixa do conjunto de ensaio não deslizou quando dá inclinação máxima da máquina de GPI, portanto valor referido, é o valor mínimo esperado.

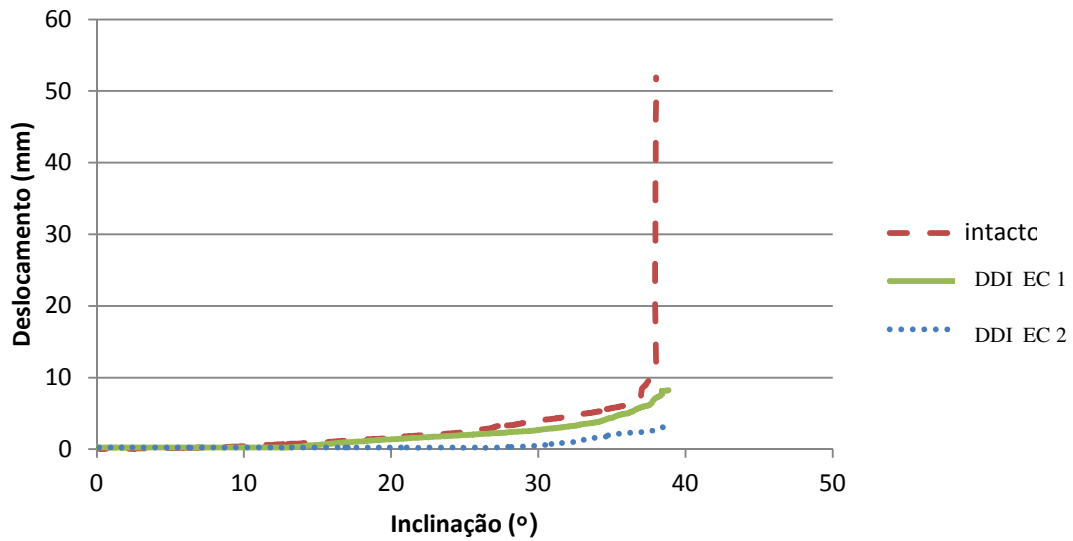


Figura 72. Evolução do deslocamento da caixa superior com o aumento da inclinação da rampa de ensaio para a GGRu.

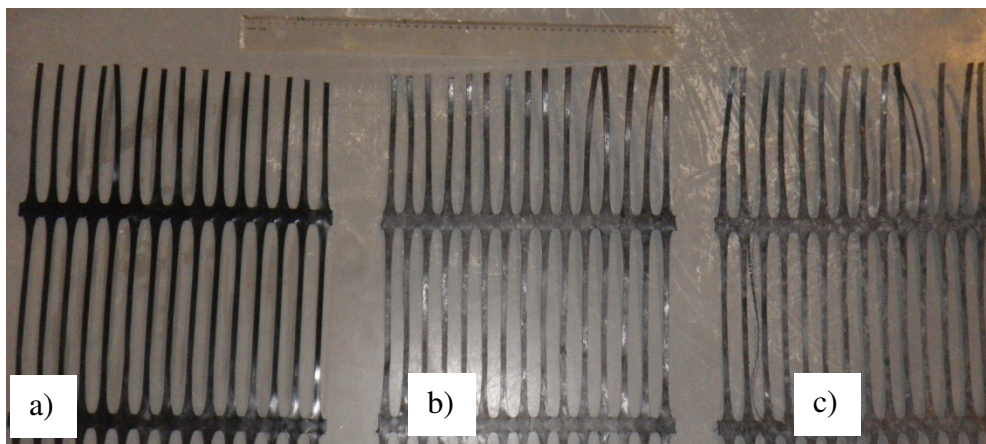


Figura 73. Aspecto visual GGRu: a)intacta, b) DDI EC1, c) DDI EC2.

Os valores médios do ângulo de atrito da interface solo-geossintético são expostos (Tabela 34) , acompanhados por informações complementares, onde também estão representados em termos de ângulo de atrito da interface solo-geossintético residual para os diferentes provetes. Foi selecionada para comparação a curva mais representativa do desempenho médio de cada geogrelha GGRu intacta e, com a limitação de não se ter o ângulo de deslizamento máximo para a quase totalidade dos provetes danificados.

Apesar de não se possuir para os provetes submetidos a DDI, os valores dos ângulos de deslizamento (e conseqüentemente os de atrito ϕ_{sg}), pode-se afirmar que a DDI provocou um ganho na resistência da interface solo-GGRu ou no mínimo manteve valores próximos as dos provetes intactos.

Os valores médios dos resultados dos ensaios indicam que, comparado com as amostras de referência, para a GGRu DDI EC1 pode haver uma redução do valor do ângulo de atrito considerado de no máximo 0,1%. Esta redução se limita a este valor porque o valor de β_{max} (ângulo de deslizamento) com certeza é maior, e não foi atingido nos provetes 1 e 2 devido à limitação de inclinação do aparelho. Porém, pela análise da Figura 72 deslocamento inclinação do provete DDI EC2 percebe-se claramente que na inclinação máxima já há uma tendência de curva acentuada indicando que o deslizamento estava praticamente eminente.

Para os provetes submetidos a DDI EC2 percebe-se um ganho do ângulo de atrito ϕ_{sg} maior, de no mínimo 2,2% em relação ao desempenho da amostra de referência intacta. Porém, analisando-se o gráfico da Figura 72 constata-se que, para este provete, ainda não se identifica uma tendência de curva ascendente acentuada, o que indicaria uma eminência de deslizamento da caixa superior da máquina de ensaio. Desta forma espera-se um desempenho consideravelmente superior ao mínimo identificado.

Os resultados dos ensaios das geogrelhas GGRu sugerem também que a DDI em campo induzida aos provetes em causa, não causa perda de desempenho na interface solo-geossintético. E a melhoria nos ângulos de atrito entre os materiais depois de submetidos a DDI, pode-se explicar pelo aumento de rugosidade demonstrado nas fotografias de microscopia ótica a seguir (Figura 74).

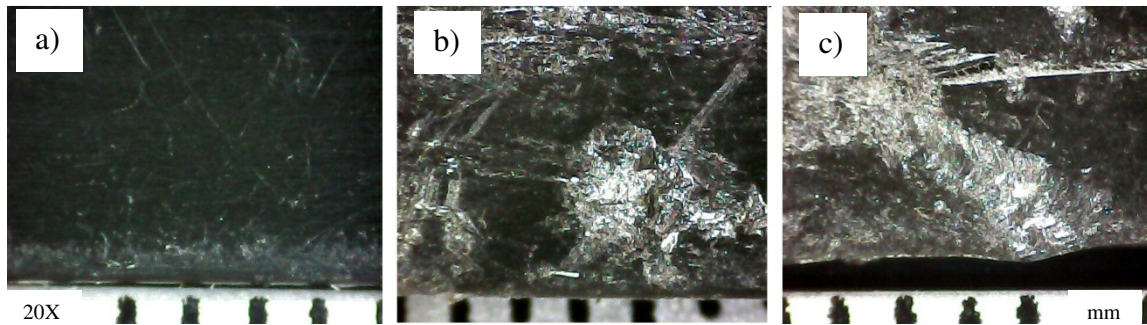


Figura 74. Fotos em microscópio ótico da GGRu: a)intacta, b) DDI EC1, c) DDI EC2.

Tabela 34. Resultados dos ensaios de corte em plano inclinado para a Geogrelha 55RE.

Tipo de Amostra Geotêxtil	Metodologia de Ensaio	Tensão de Confinamento (kPa)	$\phi_{sg}(\text{°})$	Desvio Padrão(°)	Coefficiente de Variação (%)	Φ_{sg} Residual(%)
Intacta	2	10	40,31	0,36	0,14	-
EC1	2	10	> 40,28	-	-	> 99,9
EC2	2	10	> 41,19	-	-	> 102,2

5.6.4. Coeficientes de redução

Em geral, o coeficiente de redução (CR_{DDI}) para os efeitos da danificação durante a instalação corresponde ao quociente entre o valor da propriedade do geossintético intacto ou de referência (X_{ref}) sobre o valor da propriedade do geossintético depois sujeito a DDI em campo (X_{DDI}).

Sendo assim:

$$CR_{DDI} = \frac{X_{ref}}{X_{DDI}} \quad (13)$$

Neste trabalho como se está a avaliar a resistência da interface solo-geossintético através do ângulo de atrito da mesma, esse coeficiente de redução deve ser determinado através do cociente entre a tangente dos ângulos de atrito da interface solo-geossintético de referência ($\phi_{sg_{ref}}$) e após DDI ($\phi_{sg_{DDI}}$).

Sendo assim:

$$CR_{DDI} = \frac{\tan\phi_{sg_{ref}}}{\tan\phi_{sg_{DDI}}} \quad (14)$$

Como se pode ver pela Tabela 35, baseado nos resultados do presente estudo, não há recomendações para minorar as propriedades referentes ao ângulo de atrito da interface solo-geossintético, na maioria das aplicações.

Valores do coeficiente de redução menores que um não podem ser usados, já que assim estar-se-ia a majorar as propriedades em causa (resistente), e não se estaria do lado da segurança.

Tabela 35. Coeficientes de redução para a danificação durante a instalação referente à propriedade de atrito da interface solo-geossintético.

GEOSSINTÉTICO	Energia de Compactação	CR_{DDI}
Geotêxtil GTX	EC1	1,04
	EC2	0,97
Geogrelha GGRb	EC1	0,98
	EC2	1,00
Geogrelha GGRu*	EC1	< 1,00
	EC2	< 0,97

* Não houve escorregamento para alguns ensaios desta geogrelha, e por isso, é expectável que os coeficientes de redução sejam menores.

5.7. CONCLUSÕES

Foi objetivo deste presente trabalho estudar a influência da danificação durante a instalação de alguns geossintéticos na interação solo e geossintético valendo-se para isso do uso do ensaio de corte em plano inclinado.

Para isso procurou-se fazer um estudo comparativo entre geossintéticos intactos e outros sujeitos a DDI em campo. Como a danificação durante a instalação é praticamente inevitável, torna-se importante quantificar este dano e saber de sua influência em cada propriedade importante para cada aplicação do material geossintético.

De acordo com os resultados verificados com o estudo, é possível concluir:

- O valor do ângulo de atrito para interface solo-geossintético para o caso do geotêxtil tecido GTX é inferior aos valores obtidos para as geogrelhas GGRb e GGRu. Isso se justifica pelas contribuições nas resistências nas interfaces, feitas tanto pela mobilização do atrito solo-solo subjacente ao longo das aberturas das geogrelhas, bem como pelo atrito lateral desenvolvido ao longo da área lateral sólida da grelha.
- A influência do tipo de geossintético na interface solo-geossintético é evidente. As geogrelhas estudadas sofreram menos influência da DDI do que o GTX, no que diz respeito a propriedade do ângulo de atrito solo-geossintético. O geotêxtil mostrou-se mais sensível ao mesmo efeito da DDI. Desta forma os coeficientes de redução para danificação durante a instalação em campo do geotêxtil são maiores que os das geogrelhas em estudo.
- Constata-se um aumento discreto no ângulo de atrito entre solo-geogrelha quando se submete a geogrelha a DDI em campo nas condições de instalação utilizadas. Nas amostras após DDI parece ter havido um aumento de rugosidade da superfície das geogrelhas, confirmadas por microscopia ótica, e que provavelmente justifica a melhoria de desempenho na interação solo-geossintético em relação a amostras de referência intactas.

5.8. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Concluído este trabalho, são deixadas algumas sugestões, para que este trabalho venha a ter continuidade no futuro.

Poder-se-ia avaliar através do ensaio de corte em plano inclinado, outros tipos de geossintéticos sujeitos a danificação durante a instalação, tanto em campo, como através de danificação laboratorial, comparando assim a fiabilidade da danificação laboratorial para avaliação da interação solo-geossintético quando em plano inclinado e corte.

Propõe-se ensaiar a solução específica de aplicações de geossintéticos como proteção ambiental em taludes inclinados. Se ensaiaria o arranjo completo formado pela camada de proteção com geomembranas e a camada de aderência composta por geogrelhas e geotêxteis. Seria interessante pois nestas aplicações a geogrelha as vezes não esta completamente envolvida pelo solo e sim apoiada diretamente sobre a geomembrana, havendo assim um novo comportamento.

Apesar do excelente equipamento usado na presente pesquisa recomenda-se o aprimoramento do sistema de inclinação da máquina de ensaio de CPI, para diminuir a vibração na amostra a ensaiar, e também aumentar o ângulo de inclinação máximo do conjunto. As sugestões para melhoria constam do Anexo II.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, VINÍCIUS ROBERTO DE - Ensaio de Rampa para Estudo da Resistência de Interfaces Solo-Geossintético. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2003.
- AGUIAR, VINÍCIUS ROBERTO DE - Resistência de Interface Solo-Geossintético - Desenvolvimento de Equipamentos e Ensaio. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro 2008.
- ALLEN, T. M.- Determination of long-term tensile strength of geosynthetics, a state-of-the-art review.: Geosynthetics '91 Conference. Atlanta USA: IFAI, 1991.
- ATHANASOPOULOS, G. A.- Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites: Geotextiles and Geomembranes. 1993.
- AZAMBUJA, E. - Determinação da Resistência Admissível dos Geossintéticos Empregados como Reforço em Muros ou Taludes Íngremes. In: Curso Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. 1997. p. E1-E19.
- AZAMBUJA, E. - Influência do Dano Mecânico em Geotêxteis Não Tecidos. Porto Alegre,RS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1994. 142 f.
- BIDIM-. 2010. [Consult. 28/10/2010]. Disponível em WWW:<URL:http://www.bidim.com.br/Mod_03/Aplicacao1.asp?CodAplic=6>.
- BILLING, J.W.; GREENWOOD, J.H.; SMALL, G.D. - Chemical and mechanical durability of geotextiles. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. (1990), p. 621-626.
- BRAU, G.- Actual Regulation due to damage during installation: Seminar Volume on Installation damage in geosynthetics. Surrey, UK: Leatherhead, 1998.
- CASTRO, ALESSANDRA TAVARES DE - Ensaio de Rampa e de Cisalhamento Direto em Interfaces Solo-Geossintético. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2008. 119 f.
- CASTRO, D. C. - Ensaio de Arrancamento de Geogrelhas no Campo e no Laboratório. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 1999. 135 f.
- CHRISTOPHER, B. R.; HOLTZ, R. D.- Geotextiles for Subgrade Stabilization in Permanent Roads and Highways. 91. Georgia USA: IFAL, 1991.
- CHRISTOPHER, B.R.; HOLTZ, R.D. - Geotextile Engineering Manual. Washington, D.C.: National Highway Administration, 1984.

COSTA-LOPES, CARLA PATRICIA FILIPE DA - Estudo da Interação Solo-Geossintético Através de Ensaios de Corte em Plano Inclinado. Porto: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto, 2001.

CRISTOPHER, B.R.; ELIAS, V.- Evaluation of installation damage in Geosynthetics: a US perspective: Seminar Volume Installation Damage in Geosynthetics, November 1998. Leatherhead U.K.: ERA Technology, 1998.

FARRAG, R. J.; ACAR, Y. B.; JURAN, I. - Pullot Resistance of Geogrids. In: Geotextiles and Geomembranes. 1993. p. 133-159.

FONTENLA, ANA CRISTINA CASTRO - Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha. Rio de Janeiro: PUC, 2003.

GREENWOOD, J.H.- The nature of mechanical damage: Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics. ERA Technology, Leatherhead, U.K., 1998.

INGOLD, T. S. - Geotextiles and Geomembranes Manual. 1st edition. Elsevier Advanced technology, 1994.

INGOLD, T. S.- A Laboratory investigation of Reinforced Clay Walls: Geotechnique. 1981.

ISO 12957-2:2004 Geosynthetics - Determination of friction characteristics - Part 2 Inclined plane test.

ISO 554:1976 Standard atmospheres for conditioning and/or testing - Specifications.

JEWELL, R.A.; GREENWOOD, J.H. - Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 7 (1998), p. 81-118.

JEWELL, R. A.- Reinforcement Bond Capacity: Geotechnique. 1990.

JEWELL, R. A.; WROTH, C. P.- Direct Shear test on Reinforced Sand: Geotechnique. 1987.

JEWELL, R.A. - A Some effects of reinforcement on mechanical behavior of soils. Cambridge: Cambridge University, 1980.

JÚNIOR, NEWTON RODRIGUES LIMA - Estudo da Interação Solo-Geossintético em Obras de Proteção Ambiental com Uso do Equipamento de Plano Inclinado. Brasília: Universidade de Brasília, 2000.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R.- A Quantification and Assessment of Installation Damage to Geotextile: Fourth International Conference on Geotextiles. Geomembranes and Related Products, 1990.

LOPES, M. L.- Influence of reinforcement damage on the pull-out resistance of geogrid: 6th Int. Conference on Geosynthetics. 1998.

LOPES, M. LURDES COSTA; PINHO-LOPES, MARGARIDA - Danificação Durante a Construção de Geossintéticos - Estudo dos Coeficientes de Segurança a Adotar. Porto: FEUP, 2001.

LOPES, MARIA DE LURDES - Soil-geosynthetics interaction. In: SHUKLA, S. K. - Fundamental of geosynthetics. Thomas Telford, 2002. p. 430.

LOPES, MARIA DE LURDES; COSTA-LOPES, CARLA PATRICIA DA - O Ensaio de Corte em Plano Inclinado para Estudo dos Fenômenos de Interação Solo-Geossintético. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia. (2009).

LOPES, MARIA DE LURDES COSTA - Soil geosynthetic interaction. In: EDITORS, T. T. L. - Geotextiles and Their Applications. 1999.

LOPES, MARIA DE LURDES DA COSTA - Muros Reforçados com Geossintéticos. Universidade do Porto, 1992.

LOPES, MARIA LUDER; LADEIRA, M.- Influence of Confinement, Soil Density and Displacement Ratio on Soil - Geogrid Interaction: Geotextiles and Geomembranes. IGS, 1996.

LOPES, MARIA LURDES; MOUTINHO, C.- Resistência das Interfaces Solo-Geogrelha: Papel da Densidade e da Granulometria do Solo: Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, 1997.

MCGOWN, ANDREWES K. Z.; AL-HASANI, M. M. - Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. In: Geotechnique. 1978. p. 327-346.

MELLO, L.G. R.; LIMA, N. R.; PALMEIRA, E. M.- Estudo da interação entre Interfaces de Solo e Geossintético em Taludes de Áreas de Disposição de Resíduos: Solos e Rochas. 2003.

NASCIMENTO, MARUSKA TATIANA - Avaliação de Dano Mecânico em Geossintéticos em Obras de Disposição de Resíduos. Distrito Federal do Brasil: Universidade de Brasília, 2002. 105 f.

NP EN ISO 12957-1:2007 Geossintéticos - determinação das características de atrito - Parte 1: Ensaio de corte directo.

PALMEIRA, E. M.- Execução e interpretação de ensaios de laboratório em geossintéticos: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS. Rio de Janeiro: Anais, 1999.

PALMEIRA, E. M.; MILLIGAN, G. W. E. - Large Scale Direct Shear Tests on Reinforced Soil. Soil and Foundations. Vol. 29(1) (1989), p. 19-30.

PALMEIRA, ENNIO; LIMA, JÚNIOR; MELLO, L.G. R. - Interaction between soils and geosynthetic layers in large scale ramp test. Geosynthetics International. Vol. v.9 n.2 (2002).

PALMEIRA, ENNIO MARQUES- Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis: Geotextiles and Geomembranes. Geotextiles and Geomembranes IGS, 2009.

PAULA, ANTÓNIO MIGUEL VERDELHO - Danificação durante a instalação - avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos. Porto: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade do Porto, 2003.

PAULSON, J.N. - Summary and evaluation of construction related damage to geotextiles in reinforcing applications. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. Vol. 2 (1990), p. 615-619.

PINHO-LOPES, MARGARIDA - Estudo dos Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos. Porto: Universidade do Porto, 2004.

PINHO-LOPES, MARGARIDA; LOPES, M. L.- Mecanismo de interação solo-geogrelhas - Papel da granulometrias do solo e das barras transversais de reforço: Geotecnica. 1999.

PINHO-LOPES, MARGARIDA; LOPES, MARIA DE LURDES - A Durabilidade dos Geossintéticos: Coleção Monografias. Porto: FEUP Edições, 2010. ISBN 978-972-752-120-3.

RESENDE, E. S. - Estudo da Resistência de Interfaces Solo-Geossintético Utilizando o Equipamento de Rampa. PUC-Rio, 2005.

ROSÁRIO, CÁTIA SOFIA ROQUE DO - Efeito da DDI na Aplicação de Geossintéticos em Aterros de Resíduos. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2008.

SAYÃO, A. S. F. J.; TEIXEIRA, M. L.- Utilização de geossintéticos para reforço de aterros sobre solos moles: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS. São Paulo, 1995.

SIEIRA, A .C. C. F. - Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-geogrelha. Rio de Janeiro: PUC, 2003. 360 f.

ANEXOS

I -ANOMALIAS A CORRIGIR E SUGESTÕES DE ALTERAÇÃO PARA A MÁQUINA DE ENSAIO DE CPI DA FEUP

1- SENSOR DE DESLOCAMENTO FORA DO PLANO DE DESLOCAMENTO DA CAIXA SUPERIOR

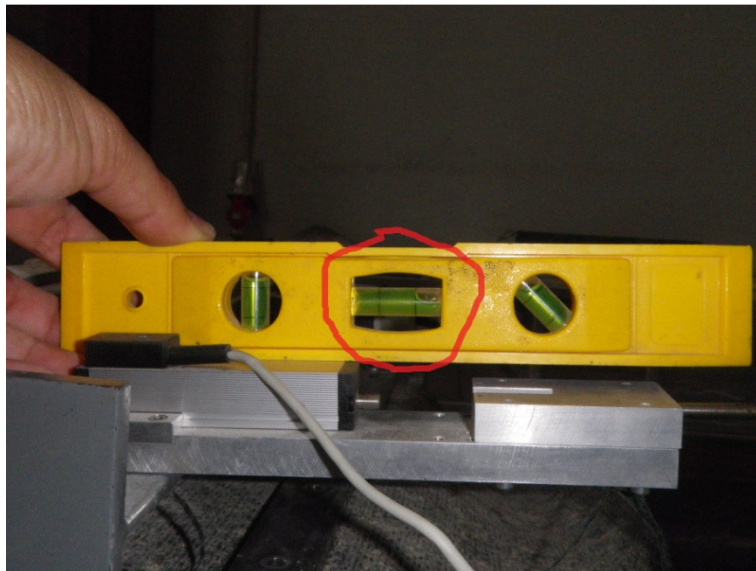


Imagem 1: Sensor de deslocamento desnivelado.

CONDIDERAÇÕES E SUGESTÕES: Como pode-se ver na Imagem 4 há uma inclinação de 2.8° em relação ao plano de deslocamento da caixa. Deve-se tornar a medição coplanar ao deslocamento da caixa superior corrigindo a fixação do sensor.

Ressalta-se que apesar da anomalia, esta inclinação do sensor não afetou a fiabilidade dos resultados atuais do ensaio de CPI, pois foi realizada a correção calculando-se a componente horizontal desta grandeza.

2- DESAPRUMO DO PÓRTICO LATERAL E FIXAÇÃO POUCO ROBUSTA DO MESMO



Imagem 2: Pórtico lateral desaprumado.

CONDIDERAÇÕES E SUGESTÕES: O pórtico que serve de base de instalação para os sensores de deslocamento e segurança está desaprumado. Este fato é devido principalmente a fixação pouco robusta desta peça diante da energia que lhe é transmitida quando do deslizamento da caixa superior.

Percebe-se na Imagem 3 que apenas 2 parafusos de cada lado são fixados através de orifícios do pórtico. Estes não tem o mesmo diâmetro dos parafusos, o que ocasiona folga e movimentação constante quando a caixa superior desliza e o atinge no final do ensaio. Isto cria a necessidade nova calibração do transdutor de deslocamento a cada novo experimento

Sugere-se o reforço do sistema de fixação do pórtico ou até mesmo a adoção de fixação por solda, visto que este o pórtico deste lado, ao contrário do outro, não precisa ser removido para nenhuma operação de uso da máquina de ensaio.

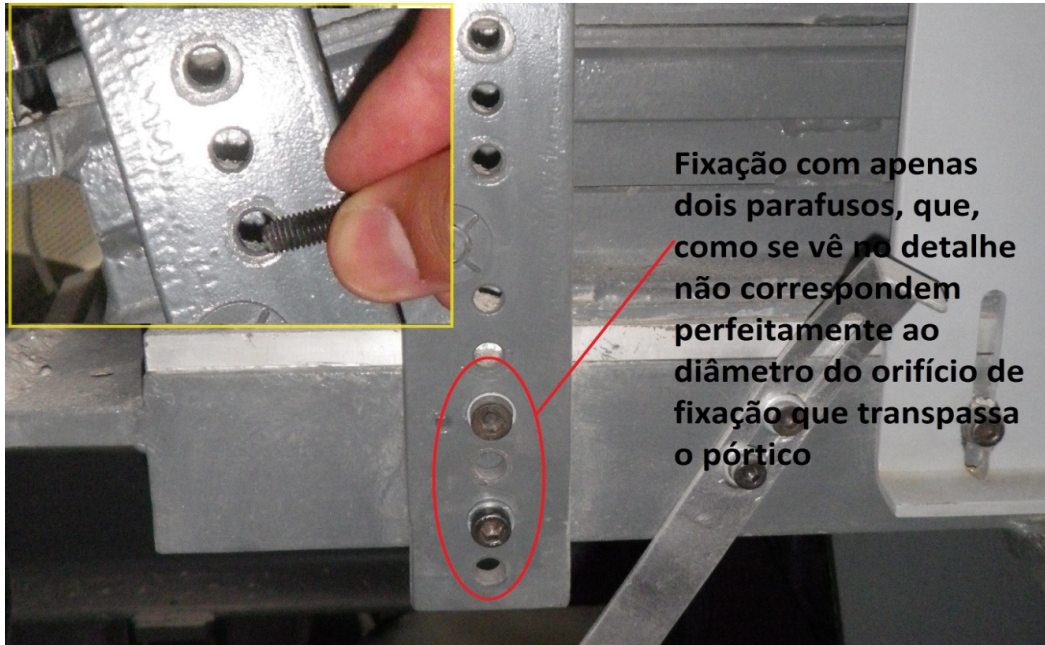


Imagem 3: Fixação do Pórtico com Parafusos de menor diâmetro.

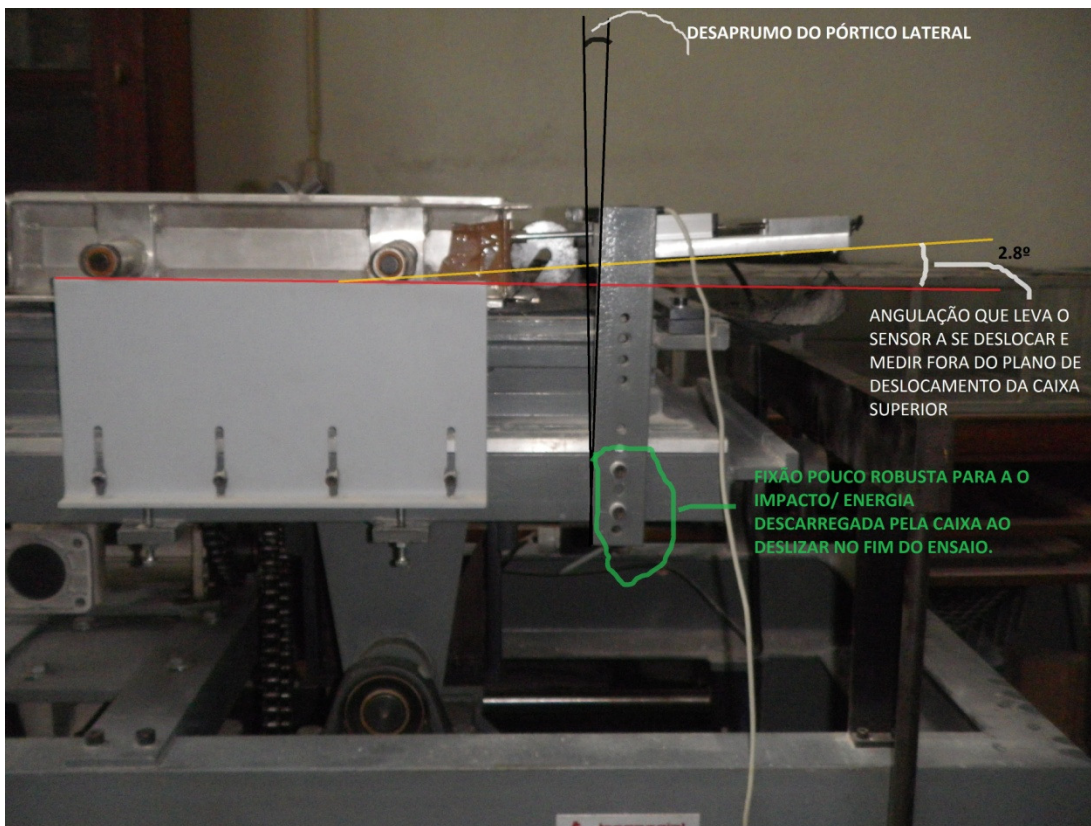


Imagem 4: Vista geral

3- MOVIMENTAÇÃO ABRUPTA DA CAIXA SUPERIOR DURANTE O ENSAIO

CONDIDERAÇÕES E SUGESTÕES: Durante um instante no decorrer do ensaio, enquanto à inclinação da rampa esta a aumentar, há uma mudança abrupta da inclinação do sistema, levando a um aumento de 13° para 16° de forma quase instantânea. Esta variação rápida causa uma agitação não prevista no solo.

Se acredita que neste caso, em ensaios onde o ângulo de deslizamento seja próximo desta faixa (16°), esta movimentação abrupta pode despoletar o escorregamento imediato da caixa, dando resultados artificiais para os ângulos de atrito. Ou mesmo até em ensaios com valores de deslizamento maiores, esta movimentação no meio do ensaio pode fragilizar a resistência a deslizamento da interface, e desta forma subestimar os resultados, dando valores de ângulo de atrito menores do que existem na realidade.

Há duas causas para esta anomalia:

- A primeira e mais imediata é a folga presente nas correntes que fazem o acoplamento das rodas dentadas. (Imagem 5).
- A segunda causa e mais difícil de reparar, vem da concepção da máquina que usa uma "bucha" de material plástico (Imagem 6) para transmitir os esforços do parafuso sem fim ao braço que levanta a rampa da máquina. Esta bucha já aparenta estar desgastada tanto internamente (na conexão com o pequeno eixo metálico transversal ao "sem fim", quanto externamente ao conectar com o braço da base da rampa.

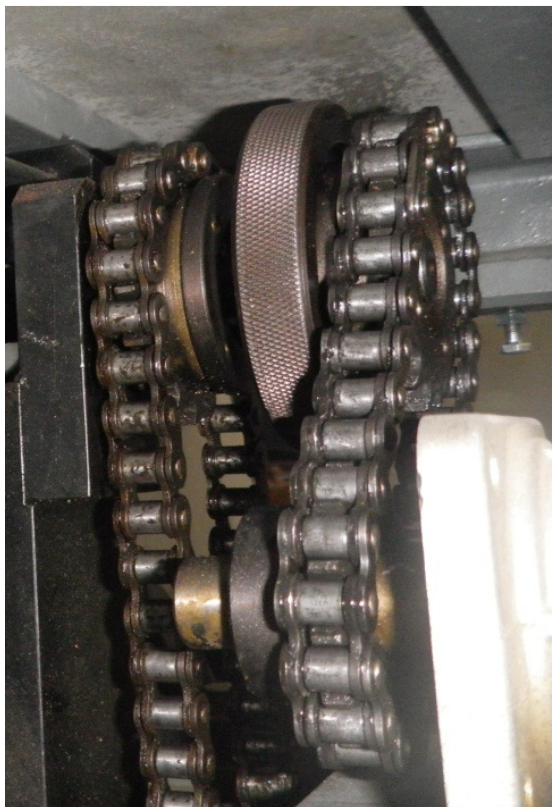


Imagem 5: Folga nas correntes.

Sugere-se o ajuste preciso das correntes que conectam as rodas dentadas e a substituição da bucha plástica desgastada. Pode-se contudo pensar no futuro na concepção de um novo sistema de acoplamento entre o sem fim e a rampa e a substituição do sistema de corrente por sistema de correias dentadas, pois este permite melhores ajustes e menos folgas (Imagem 6).



Imagem 6: Conjunto mecânico de transmissão de torque da máquina de CPI.



Imagem 7: Bucha plástica com folga.

4- CONTRA-PESO COM SUPORTE DE FIXAÇÃO QUEBRADO

Um dos contra- pesos está com o suporte de apoio partido. Na Imagem 8 vê-se detalhe do ponto onde falta o suporte e o outro lado onde o suporte está perfeito.

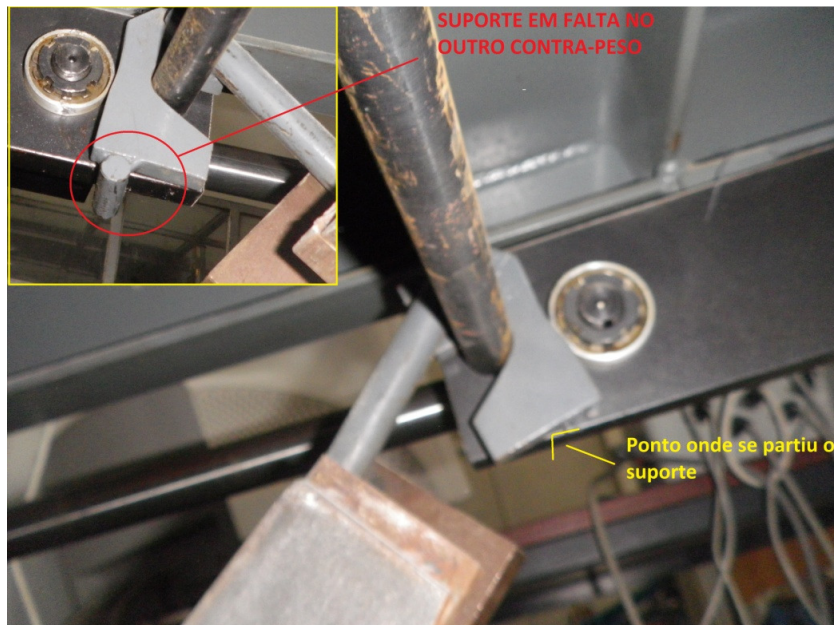


Imagem 8: Suporte do contra-peso partido.

5- INCLINÔMETRO

Existe um mau contacto entre a ficha e o sensor, pelo que pode-se comprovar pela presença anterior de vários "remendos" de fita cola (Imagem 9).

Como a inclinação é a medida mais preciosa nesta máquina de ensaio convém convocar um especialista para avaliar o sistema, ou trocar o transdutor, visto ao que parece já ter alguns anos de uso e pode mesmo estar a chegar ao final de sua vida útil. Desta forma os ensaios foram realizados com maior atenção quanto às medições deste sensor.

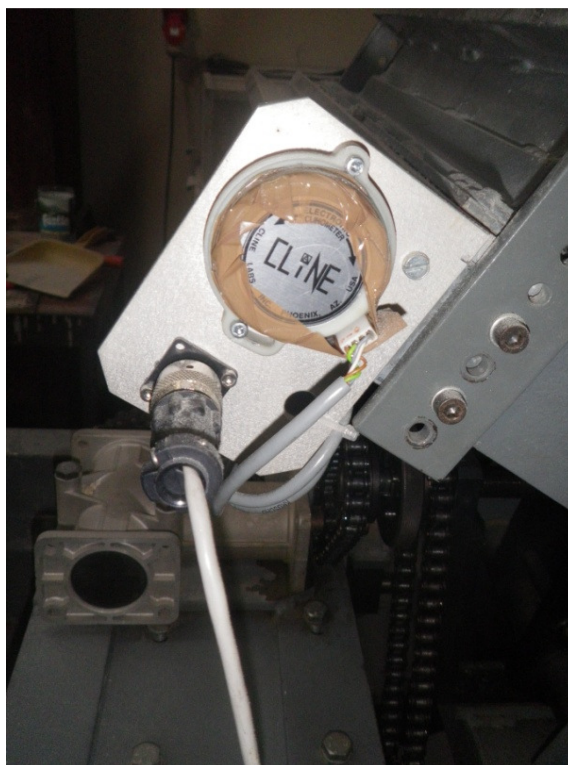


Imagem 9: Inclínômetro.

II- IMAGENS DE MICROSCOPIA ÓTICA DOS GEOSSINTÉTICOS ENSAIADOS COM AMPLIAÇÃO DE 80 X.

Geotêxtil Tecido Monofilamento - GTX

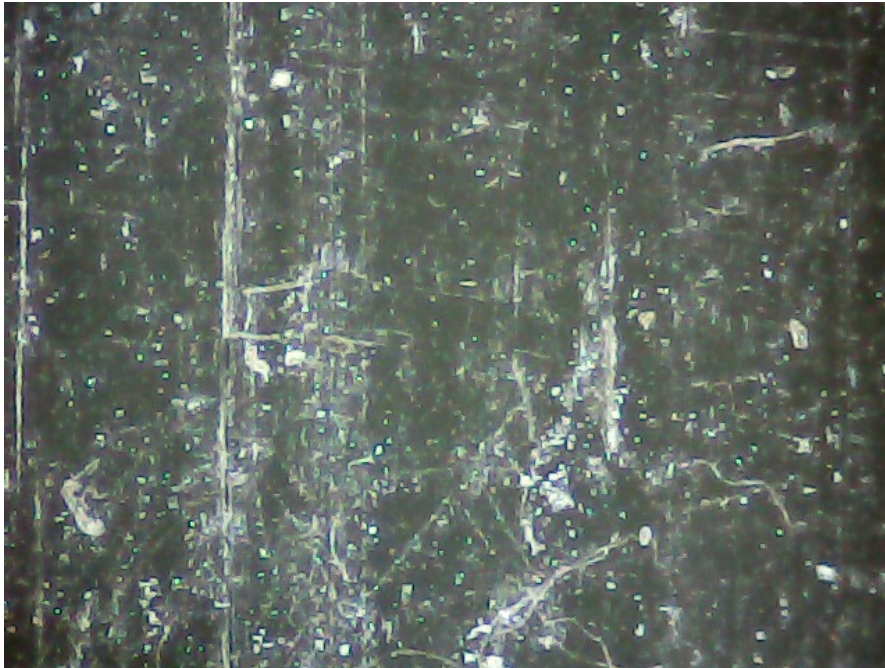


Imagem 10: Superfície do Filamento de GTX , intacta, ampliação 80X

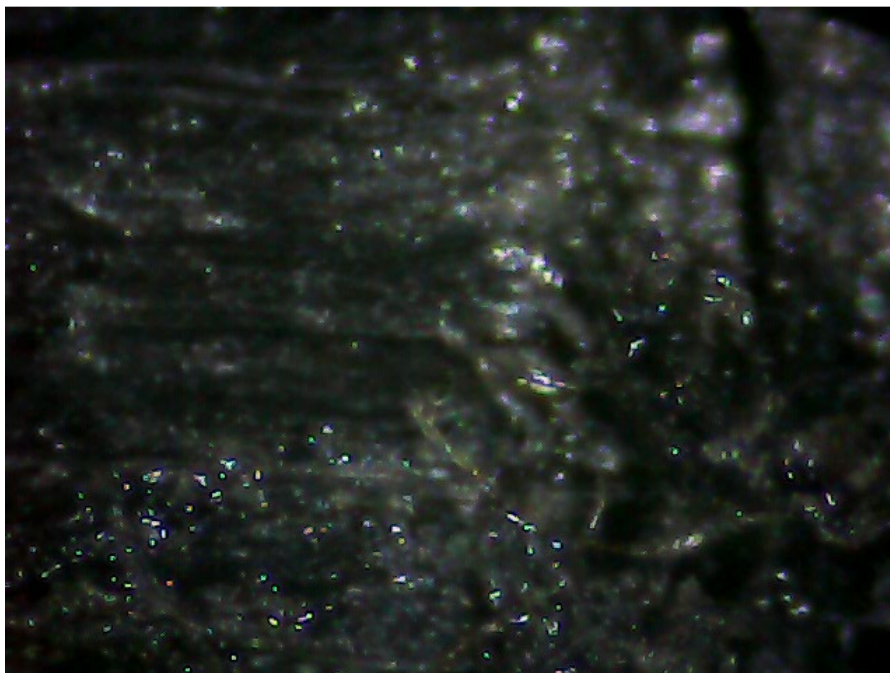


Imagem 11: Superfície do filamento de GTX , DDI EC1, ampliação 80X



Imagem 12: Superfície do filamento de GTX , DDI EC2, ampliação 80X

Geogrelha Uniaxial - GGRu



Imagem 13: Superfície do filamento de GGRu , intacta, ampliação 80X.

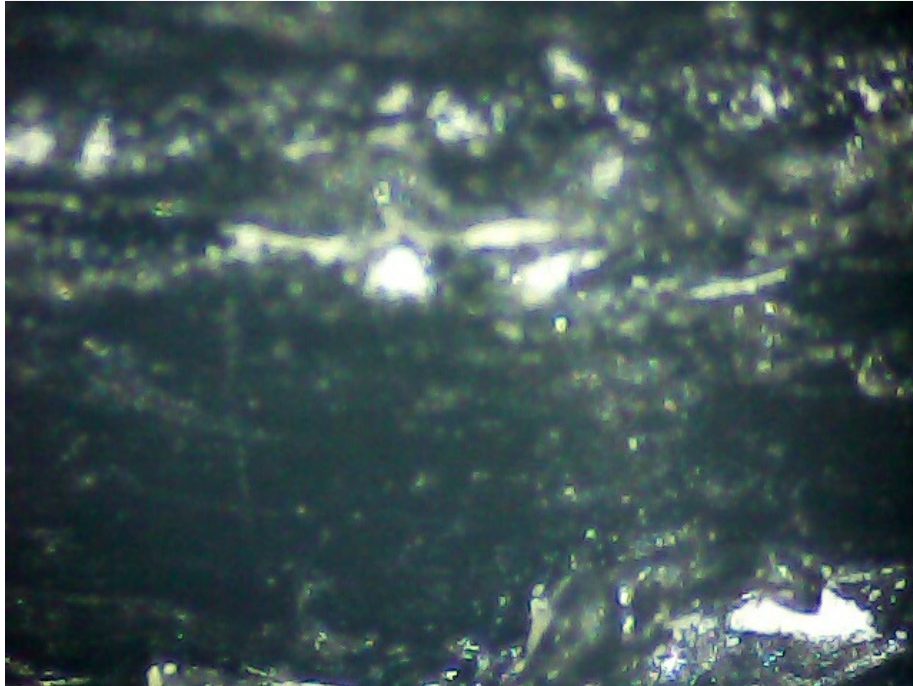


Imagem 14: Superfície do filamento de GGRu , DDI EC1, ampliação 80X.

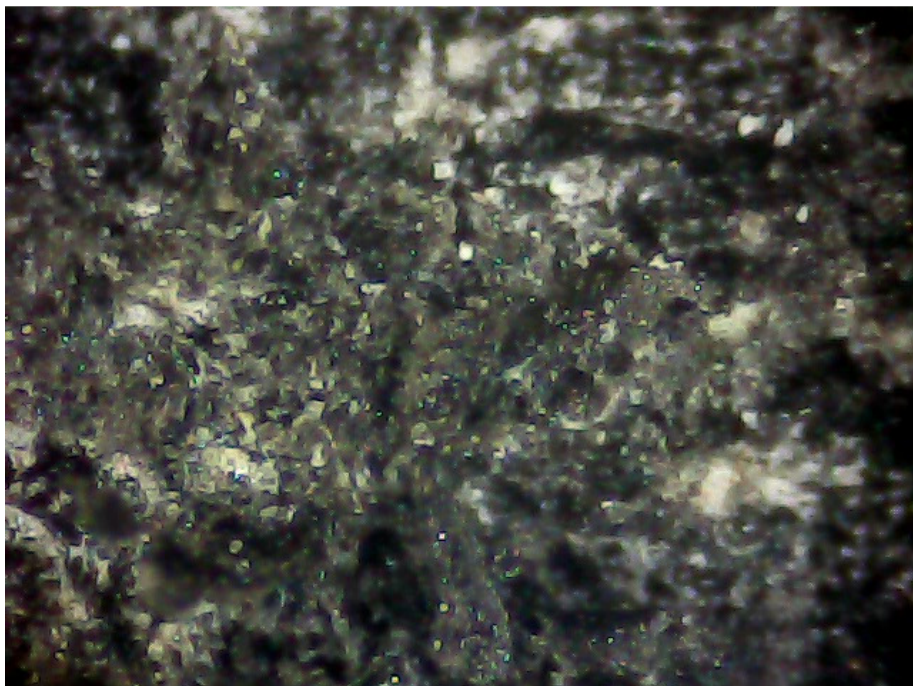


Imagem 15: Superfície do filamento de GGRu , DDI EC2, ampliação 80X.

Geogrelha Biaxial - GGRb



Imagem 16: Superfície do filamento de GGRb , intacta, ampliação 80X.

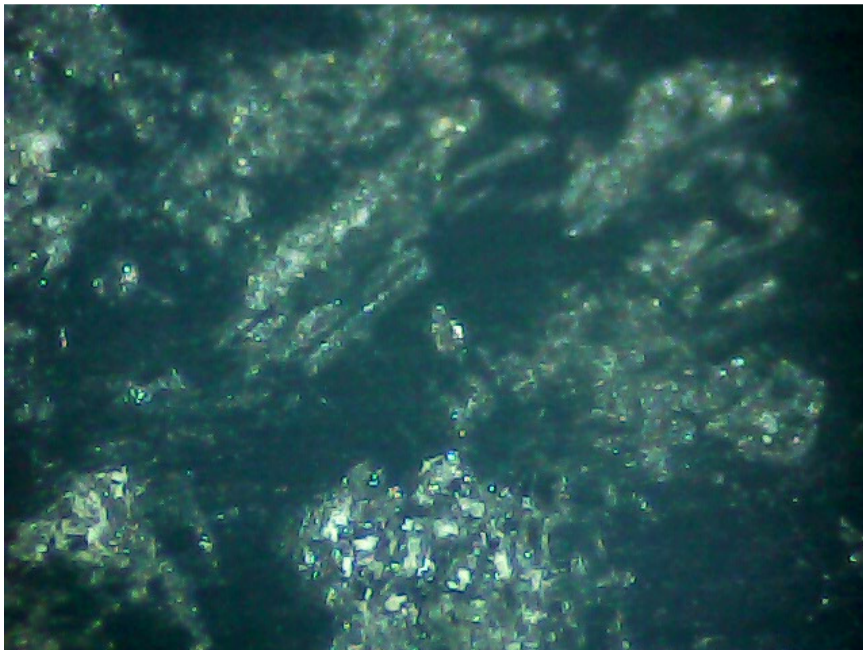


Imagem 17: Superfície do filamento de GGRb , DDI EC1, ampliação 80X.

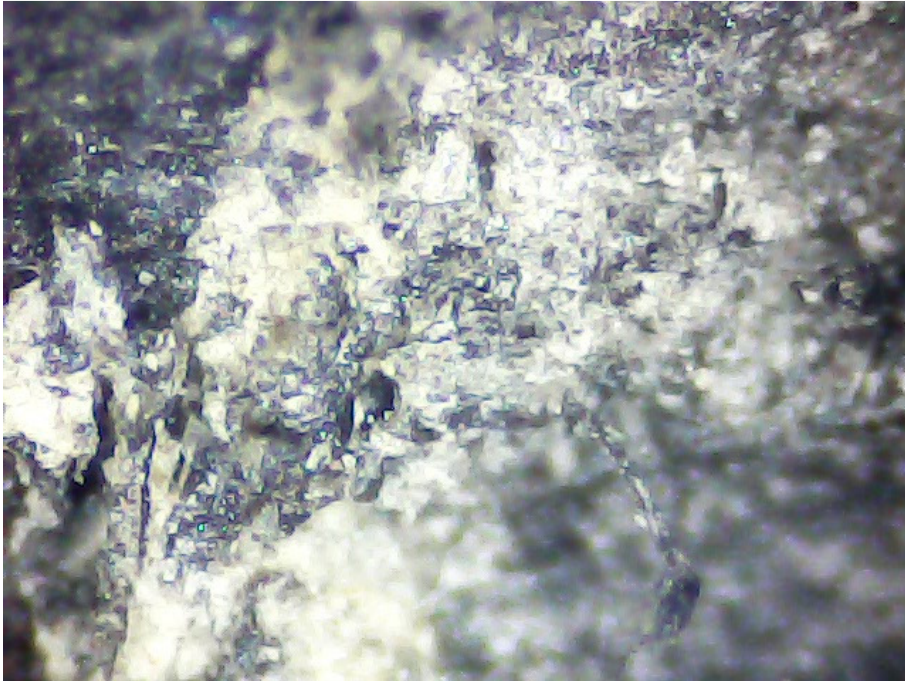


Imagem 18: Superfície do filamento de GGRb , DDI EC2, ampliação 80X.