



Universidade de Aveiro
2020

Ranieri Couto Terra

**Solos reforçados com micro grelhas: resposta em
corte direto**



Universidade de Aveiro

2020

Ranieri Couto Terra

Solos reforçados com micro grelhas: resposta em corte direto

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Professora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes.

Dedico este trabalho à minha família, e aos meus amigos pela inspiração que sempre me deram.

O júri

Presidente

Prof. Doutora Maria Fernanda da Silva Rodrigues
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da
Universidade de Aveiro

Prof. Doutora Carla Patrícia Filipe da Costa e Lopes
Professora Adjunta do Departamento de Engenharia Civil do
Instituto Superior de Engenharia do Porto

Prof. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da
Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Na finalização desta etapa da minha vida, não posso deixar de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que contribuíram direta ou indiretamente:

-à Professora Margarida Lopes, orientadora científica agradeço a disponibilidade e todos os ensinamentos que foram muito importantes ao longo da realização desta dissertação;

-à Engenheira Maria Carlos e ao Sr. Vítor funcionários do laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro;

-à todos os Professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro pelo conhecimento fornecido durante o meu percurso académico;

-à minha família, em especial, a minha mãe, padrasto, irmãos, cunhado e pai, pelo carinho, paciência, incentivo, e disponibilidade que sempre demonstraram durante o decorrer dessa etapa;

-à Ana Martins Pereira e sua família por todo o carinho, conversas, paciência e confiança;

-aos meus amigos Ricardo dias, Pedro Costa, Pedro Moreira, Francisco Felício, Rafael Mendes, Nuno Valente, Diego Mendes, Lucas Rodrigues, Hélder Sá, João Freitas, Tiago Cunha, Alexandra Marnoto e Bianca Marques que conheci ao longo da vida académica em Aveiro, um agradecimento pelas múltiplas experiências que vivenciámos juntos.

palavras-chave

Ensaio de corte direto; Balastro ferroviário; Reforço com micro grelha; Tensão de confinamento.

resumo

Ao longo das últimas décadas, a sociedade começou a mudar e a tornar-se sensível as questões da sustentabilidade e aos problemas ambientais. Como, exemplo, é de salientar a procura à utilização de solos de empréstimo de boa qualidade, usando materiais disponíveis no local das obras de engenharia civil.

Materiais como os geossintéticos podem exercer funções de reforço, drenagem, impermeabilização, proteção e separação, pelo que podem contribuir para aumentar a sustentabilidade das estruturas de engenharia civil.

Esta dissertação tinha como objetivo inicial analisar a capacidade de carga de um solo fino reforçado com geossintéticos. Porém, devido à pandemia da COVID-19, e face à impossibilidade de realizar o trabalho experimental previsto, foi necessário mudar o caso de estudo. Assim, numa segunda fase a dissertação focou-se no tratamento, análise e discussão de resultados de ensaios de corte direto de um agregado grosseiro reforçado com duas micro-geogrelhas diferentes, disponibilizados para o efeito.

A informação disponível consistia dos seguintes elementos: relatório com informações sobre condições iniciais, propriedades do agregado e das micro-geogrelhas, descrição dos ensaios; e folhas de cálculo com os valores medidos durante os ensaios de ensaios de corte direto de um agregado, não reforçado e reforçado com duas micro-geogrelhas.

Ao realizar o tratamento dos dados verificou-se que, ao contrário do que se pretendia, os provetes não reforçados e reforçados com as micro-geogrelhas não tinham o mesmo volume específico inicial. Por esta razão, não se pode realizar uma análise quantitativa comparando os resultados dos provetes não reforçado e reforçados. No entanto, foi possível realizar uma comparação de carácter qualitativo.

Verificou-se que a introdução do reforço com micro-geogrelha resultou na redução do comportamento dilatante do agregado; uma das micro-geogrelhas apresentou uma melhor resposta tensão de corte - deformação de corte, devido à dimensão das aberturas relativamente à dimensão das partículas de agregado.

Para estudos futuros indicou-se a comparação entre o efeito do reforço com micro-geogrelhas, distribuídas aleatoriamente e em somente uma camada central, em movimento de corte direto.

keywords

Direct shear test; Railway ballast; Reinforcement with micro grid; Shear stress.

abstract

Over the past few decades, society has started to change and become sensitive to sustainability issues and environmental problems. As an example, the search for alternatives to good quality backfill soils, using site-won soils available at the site of civil engineering works.

Geosynthetics can perform different functions, such as reinforcement, drainage, waterproofing, protection and separation, thus, they can contribute to increasing the sustainability of civil engineering structures.

The initial aim of this dissertation was to analyse the penetrations resistance of a fine soil reinforced with geosynthetics. However, due to the COVID-19 pandemic, and given the impossibility of carrying out the experimental work planned, it was necessary to change the case study. Thus, in a second phase the dissertation focused on the treatment, analysis, and discussion of results of direct shear tests of a coarse aggregate, unreinforced and reinforced with two different micro-geogrids, available for this purpose.

The information available consisted of: report with information on initial conditions, properties of the aggregate and micro-geogrids, description of the tests; and spreadsheets with the values measured during the direct shear tests of a coarse aggregate, unreinforced tests and reinforced with two micro-geogrids.

When analyzing the data, it was found that, contrary to what was intended, the initial specific volume of the unreinforced specimens was different than that of the specimens reinforced with the two micro-geogrids. Because of this, it was not possible to perform a quantitative analysis comparing the results of the unreinforced and reinforced specimens. However, it was possible to carry out a qualitative comparison.

It was found that specimens reinforced with micro-geogrids exhibited reduced dilatancy relatively to the unreinforced specimens; one of the micro-geogrids showed a better shear stress response - shear deformation, due to the relative size of its openings and the aggregate particles.

For future studies, the comparison of the direct shear response allowing for different reinforcement distribution was indicated, considering micro-geogrids, randomly distributed within the specimen and in only one central layer.

Índice

Capítulo 1	1
1.Introdução	3
1.1.Considerações gerais.....	3
1.2.Motivação, objetivos e planeamento da dissertação	3
1.3.Estrutura do documento	5
Capítulo 2	6
2.Estado da Arte.....	8
2.1.Geossintéticos.....	8
2.1.1.Considerações gerais.....	8
2.1.2.Materiais para o fabrico de geossintéticos	8
2.1.3.Classificação dos geossintéticos.....	9
2.1.4.Funções e aplicações dos geossintéticos.....	11
2.1.5.Propriedades dos geossintéticos	12
2.2.Reforço de solos com geossintéticos	13
2.2.1.Mecanismos de reforço proporcionados pelos geossintéticos.....	13
2.3.Fatores que influenciam solos reforçados com geossintéticos	15
2.3.1.Influência do tipo de solo	15
2.3.2.Influência do grau de compactação do solo	17
2.3.3.Influência do teor em água do solo	20
2.3.4.Influência da forma, da posição e do número de camadas do reforço.....	21
2.3.5.Influência da tensão de confinamento	30
2.4.Ensaio corte direto	32
2.4.1.Influência do tamanho da abertura da geogrelha.....	32

2.4.2.	Influência no tamanho do agregado.....	33
2.4.3.	Comportamento do corte direto entre o solo e a geogrelha	35
2.4.4.	Tensão de corte de pico e resistência ao corte residual	36
Capítulo 3	39
3.	Tema inicial: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar	41
3.1.	Propriedades do solo	42
3.1.1.	Análise granulométrica	43
3.1.2.	Limites de Atterberg	44
3.1.3.	Classificação do solo	47
3.1.4.	Propriedades físicas dos solos	49
3.1.5.	Propriedades de compactação dos solos	49
3.1.6.	Capacidade de carga dos solos	50
3.1.7.	Propriedades de compressibilidade do solo e consolidação do solo	52
3.2.	Propriedades dos geossintéticos	53
3.2.1.	Propriedades físicas	54
3.2.2.	Propriedades mecânicas	54
3.3.	Metodologia experimental.....	41
Capítulo 4	55
4.	Tema final: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar.....	57
4.1.	Propriedades do agregado	59
4.2.	Propriedades das micro-geogrelhas	60
4.3.	Metodologia experimental.....	57
4.3.1.	Condições iniciais.....	57
4.3.2.	Procedimentos de ensaio	58

4.4.Análise de resultados	61
Capítulo 5	63
5.Apresentação e discussão de resultados	65
5.1.Análise das condições iniciais	65
5.2.Análise dos provetes não reforçados	66
5.3.Análise dos provetes reforçados com mGG1	68
5.4.Análise dos provetes reforçados com mGG2	70
5.5.Comparação entre os provetes reforçados com mGG1 e mGG2.....	72
5.6.Análise qualitativa entre os provetes não reforçados e reforçadas com mGG1 e mGG2	74
5.6.1.Análise da tensão de corte e deformação volumétrica.....	75
5.6.2.Análise da tensão de corte máxima	78
5.6.3.Análise dos parâmetros de resistência em tensão efetivas	78
Capítulo 6	82
6.Conclusões e desenvolvimentos futuros	84
Referências Bibliográficas	88

Índice de Figuras

Figura 2.1- Alguns exemplos de geotêxteis [Carneiro (2009)].	9
Figura 2.2- a) Geogrelha uniaxial [Pinto (2005)]; b) Geogrelha biaxial [Pinto (2005)]; c) Geogrelha triaxial [Carneiro (2009)].	10
Figura 2.3- (a) reservatórios e barragens; (b) depósitos de resíduos líquidos; (c) depósitos de resíduos sólidos; (d) canais; (e) obras rodoviárias; (f) obras ferroviárias; (g) fundações e estruturas de suporte; (h) sistema de controlo de erosão; (i) túneis e estruturas subterrâneas, (j) sistema de drenagem [NP EN ISO 10318-2 (2015)].....	12
Figura 2.4-Efeito de membrana em estrada não pavimentada [Pimentel (2007)].	14
Figura 2.5- Representação da interface entre a geogrelha e o agregado [Tensar (2012)].	15
Figura 2.6-Ensaio triaxiais: areia não reforçada versus areia reforçada com diferentes números de camadas de geogrelha [Sieira, (2003)].	16
Figura 2.7-Ensaio triaxiais: silte argiloso não reforçado versus silte argiloso reforçado com diferentes números de camadas de geogrelha [Sieira, (2003)].....	16
Figura 2.8- Diagrama esquemático dos provetes não reforçados: a) uma camada de areia densa média; b) uma camada densa em uma camada densa média com u_1/D de 0,3 e 0,6 [Mehrpažhouh et al. (2019)]......	17
Figura 2.9- Curva de penetração de carga em solos não reforçados [Mehrpažhouh et al. 2019)].	18
Figura 2.10- Variação da tensão de desvio com o grau de compactação do solo do Tipo 2 (2% abaixo do wóti..) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)]......	19
Figura 2.11- Variação da deformação axial na rotura com o grau de compactação do solo do Tipo 1 (2% abaixo do wóti.) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)].	19
Figura 2.12- Variação da tensão de desvio máxima com o teor em água do solo do Tipo 1 e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)].	20
Figura 2.13- Variação da deformação axial na rotura com o teor em água do solo e o número de camadas de reforço [Noorzad & Mirmoradi (2010)].	20
Figura 2.14- Materiais utilizados no estudo: a) areia; b) georrede [Muthu Lakshmi <i>et al.</i> (2020)]......	21
Figura 2.15- Resultado dos ensaios CBR para as diferentes profundidades [Muthu Lakshmi	

<i>et al.</i> (2020)].	21
Figura 2.16- Provedor com uma camada de geotêxtil: a) com solo médio denso; b) com camada de solo superior densa e camada inferior médio densa; c) camada de solo superior e inferior de solo denso [Mehrparzhoh <i>et al.</i> (2019)].	22
Figura 2.17- Relação entre a carga e penetração [Mehrparzhoh <i>et al.</i> (2019)].	22
Figura 2.18- Provedor com duas camadas de geotêxtil: a) com solo médio denso; b) com solo denso [Mehrparzhoh <i>et al.</i> (2019)].	23
Figura 2.19- Curvas de penetração de carga para solos reforçados com uma e duas camadas de geotêxtil [Mehrparzhoh <i>et al.</i> (2019)].	23
Figura 2.20- Diferentes configurações das células utilizadas nos ensaios triaxiais: a) 1 célula; b) 2 células; c) 3 células; d) 4 células [Carlos (2016)].	24
Figura 2.21- Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_C = 100$ kPa) [Carlos (2016)].	25
Figura 2.22- Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_C = 100$ kPa) [Carlos (2016)].	26
Figura 2.23- Representação esquemática dos provedores de solo reforçado com diferentes formas de reforço: a) 8 camadas horizontais; b) fibras; c) geocélulas (Latha e Murthy 2007)	27
Figura 2.24- Comportamento do solo reforçado com diferentes formas de reforço de poliéster ($\sigma_C = 100$ kPa) [Latha e Murthy (2007)].	27
Figura 2.25- Comportamento tensão-deformação do solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes geossintéticos ($\sigma_C = 100$ kPa) [Latha e Murthy (2007)].	28
Figura 2.26- Mistura do solo, fibra e água [Wang <i>et al.</i> (2019)].	28
Figura 2.27- Carregamento versus penetração das amostras reforçadas e não reforçadas [Wang <i>et al.</i> (2019)].	30
Figura 2.28- Variação do valor do CBR com diferentes percentagens e comprimentos de fibras inseridas [Wang <i>et al.</i> (2019)].	30
Figura 2.29- Variação da resistência do solo arenoso reforçado com a tensão de confinamento [Sieira (2003)].	31
Figura 2.30- Variação da resistência do solo silto-argiloso reforçado com a tensão de confinamento [Sieira (2003)].	31
Figura 2.31- Variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento [Noorzad &	

Mirmoradi (2010)].	32
Figura 2.32- Variação do fator de eficiência da interface com A/D_{50} [Sweta <i>et al.</i> (2018)].	33
Figura 2.33- Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG1 [adaptado Han <i>et al.</i> (2018)]......	34
Figura 2.34- Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG2 [adaptado Han <i>et al.</i> (2018)]......	34
Figura 2.35-Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG3 [adaptado Han <i>et al.</i> (2018)]......	35
Figura 2.36- (a e b). Comparação da razão de tensões (τ/σ_n) e deslocamento vertical (y) com deslocamento horizontal (x) para balastro não reforçado e reforçado com geogrelha [adaptado Sweta <i>et al.</i> (2018)]......	36
Figura 2.37- Linha de tendência da tensão de corte de pico e residual para AGG1, AGG2 e AGG3 [adaptado Han <i>et al.</i> (2018)].	37
Figura 3.1-Curvas força-penetração do ensaio CBR: a) correção devido à concavidade da curva; b) valores força-penetração do provete padrão [Carlos (2016)].	42
Figura 3.2- Solo armazenado.....	42
Figura 3.3- Distribuição granulométrica do solo estudado.	43
Figura 3.4- Concha de Casagrande.	45
Figura 3.5- Instrumento para determinar o limite de liquidez pelo <i>fall-cone test</i>	46
Figura 3.6- Representação do solo considerado no Triângulo de <i>Feret</i>	48
Figura 3.7- Representação do solo considerado na Carta de Plasticidade de Casagrande...48	
Figura 3.8- Curva de compactação do solo	50
Figura 3.9- Prensa eletromecânica para ensaio CBR.....	51
Figura 3.10- Curvas dos resultados dos ensaios CBR.	52
Figura 3.11- Variação do índice de vazios (e), do coeficiente de consolidação vertical (cv) do solo com a tensão vertical.....	53
Figura 3.12- Geossintéticos considerados no estudo: a) GG; b)GTX.	53
Figura 4.1- Caixa de corte direto com: a) agregado; b) camada de borracha; c) a placa superior e os sensores.....	59
Figura 4.2- Distribuição granulométrica do: balastro à escala 1/3 (SB), limite inferior e superior e valor médio; e balastro padrão Network Rail (NR).....	60

Figura 4.3- Micro-geogrelhas em estudo: a) mGG1; b) mGG2.	61
Figura 4.4-Representação dos dados fornecidos [Pinho Lopes (2020)].	61
Figura 4.5- Representação da deformação por corte e volumétrica [Pinho Lopes (2020)].	62
Figura 5.1-Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.	67
Figura 5.2-Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.	67
Figura 5.3 - Gráfico do volume específico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.	68
Figura 5.4 - Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.	69
Figura 5.5- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.	69
Figura 5.6- Gráfico do volume específico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.	70
Figura 5.7 - Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.	71
Figura 5.8- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.	71
Figura 5.9- Gráfico do volume específico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.	71
Figura 5.10- Ilustração da quantidade necessária de agregado para imbricar numa micro-geogrelha de: a) 20 x 20 mm ² ; b) 40 x 40 mm ²	72
Figura 5.11- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2.	73
Figura 5.12- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2.	73
Figura 5.13- Gráfico do volume específico inicial, final e de pico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.	74
Figura 5.14- Gráfico do volume específico inicial, final e de pico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.	74
Figura 5.15- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento	

de 50 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.	75
Figura 5.16- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento de 100 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.	75
Figura 5.17- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento de 150 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.	76
Figura 5.18- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 50 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2. .	77
Figura 5.19- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 100 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.	77
Figura 5.20- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 150 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.	77
Figura 5.21- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete não reforçado.	79
Figura 5.22- - Linha de tendência da tensão de corte final para o provete não reforçado. ..	79
Figura 5.23- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete reforçado com mGG1.	79
Figura 5.24- Linha de tendência da tensão de corte final para o provete reforçado com mGG1.	80
Figura 5.25- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete reforçado com mGG2.	80
Figura 5.26- Linha de tendência da tensão de corte final para o provete reforçado com mGG2.	80

Índice de Quadros

Quadro 1.1- Cronograma da dissertação, previsto inicialmente.....	4
Quadro 1.2- Novo cronograma da dissertação.	5
Quadro 2.1-Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações [Koerner (1998)].	12
Quadro 2.2- Propriedades dos solos estudados [Noorzad & Mirmoradi (2010)]......	18
Quadro 2.3- Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios triaxiais por Rajagopal <i>et al.</i> (1999).	25
Quadro 2.4- Propriedades das amostras ensaiadas [Wang <i>et al.</i> (2019)]......	29
Quadro 2.5- Forma e tamanho das aberturas utilizadas em Sweta & Hussaini (2018).	32
Quadro 2.6- Parâmetros de pico e residual para agregados com e sem geogrelhas [adaptado Han <i>et al.</i> (2018)]......	38
Quadro 3.1- Coeficientes de uniformidade e de curvatura dos solos.	44
Quadro 3.2- Dados para cálculo do limite de plasticidade.	45
Quadro 3.3-Resultados do método da concha de Casagrande.....	46
Quadro 3.4- Resultados do método fall-cone test.....	47
Quadro 3.5-Resumo dos resultados dos limites de Atterberg.	47
Quadro 3.6-Propriedades físicas do solo.....	49
Quadro 3.7- Especificações do Ensaio Proctor (E 197-1966 LENEC).....	50
Quadro 3.8- Resultados do ensaio de CBR.	51
Quadro 3.9- Propriedades de compressibilidade e consolidação do solo.	52
Quadro 3.10- Propriedade física da geogrelha.	54
Quadro 3.11- Propriedades mecânicas do GG e da GTX.	54
Quadro 4.1- Propriedades do agregado utilizado nos ensaios.	60
Quadro 4.2- Características das micro-geogrelhas.	61
Quadro 4.3- Programa do ensaio implementado e condições iniciais.	58
Quadro 5.1- Condições iniciais dos provetes usando a abordagem adotada por Ajayi O <i>et al.</i> (2017).	65
Quadro 5.2- Massas de agregado e de fibras utilizadas nos ensaios.....	65
Quadro 5.3- Condições iniciais reais dos provetes.....	66
Quadro 5.4- Resultados dos coeficientes de atrito ao longo da superfície de rotura.....	78
Quadro 5.5- Resultados dos ângulos de atrito interno e coesão.	81

Lista de Símbolos e Abreviaturas

A_t	atividade das argilas
a_v	coeficiente de compressibilidade do solo;
c'	coesão;
c_a	coesão aparente;
$CBR_{2,5\text{ mm}}$	CBR correspondente a 2,5 mm de penetração;
$CBR_{5\text{ mm}}$	CBR correspondente a 5,0 mm de penetração;
C_c	coeficiente de curvatura;
C_c	índice de compressão;
C_U	coeficiente de uniformidade;
c_v	coeficiente de consolidação vertical;
D_{10}	diâmetro equivalente a 10% de partículas passadas;
D_{30}	diâmetro equivalente a 30% de partículas passadas;
D_{50}	diâmetro equivalente a 50 % de partículas passadas;
D_{60}	diâmetro equivalente a 60% de partículas passadas;
D_{\max}	dimensão máxima das partículas do solo;
D_{\min}	dimensão máxima das partículas do solo;
$e_{0,\text{nref}}$	índice de vazio inicial do provete não reforçado;
$e_{0,\text{ref}}$	índice de vazio inicial do provete reforçado;
G_C	grau de compactação;
G_s	densidade das partículas sólidas;
h_0	altura inicial do provete;
I_C	índice de consistência do solo;
I_p	índice de plasticidade do solo;
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica;
RT_{\max}	resistência a tração máxima;
S_g	dimensões das aberturas;
V_f	volume de fibras;
v_0	volume específico inicial;
v_{nref}	volume específico das amostras não reforçadas;
v_{ref}	volume específico das amostras reforçadas;
V_{fr}	razão volumétrica de fibra;
V_s	volume das partículas sólidas;

V_{t0}	volume inicial;
V_v	volume de vazios;
w_L	limites de liquidez;
$w_{\text{médio}}$	teor em água médio;
$w_{\text{óti.}}$	teor em água ótimo;
w_p	limites de plasticidade;
w_{real}	teor em água real;
γ_{max}	peso volúmico máximo;
$\gamma_{\text{nat,d}}$	peso volúmico natural seco do solo;
γ_{nat}	peso volúmico natural do solo;
γ_s	peso volúmico das partículas;
ϵ_{max}	extensão na força máxima;
ϵ_{vol}	deformação volumétrica;
$\rho_{\text{dmáx}}$	densidade seca máxima;
σ_c	tensão de confinamento;
u_1	espessura da camada superior do solo denso;
σ'	tensão efetiva ;
σ_n	tensão normal;
ΔV	variação do volume;
μ	massa por unidade área;
D	diâmetro do pistão CBR;
e	índice de vazios do solo;
OCR	grau de sobreconsolidação do solo;
S	grau de saturação;
v	volume específico do solo;
w	teor de água;
α	fator de eficiência da interface;
γ	deformação por corte ou distorção;
δ	ângulo de atrito aparente ;
τ	tensão de corte ou tangencial;

Capítulo 1

Introdução

1.Introdução

1.1.Considerações gerais

O presente documento tem como objetivo apresentar a dissertação integrada no plano curricular do Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, realizado no ano letivo 2019/2020.

O tema inicial do trabalho analisava a capacidade de carga e deformabilidade de solos finos reforçados com geossintéticos usando ensaios de *California Bearing Ratio* (CBR). Porém, devido a pandemia causada pelo Covid-19 e às restrições no acesso aos laboratórios a partir de Março de 2020 não foi possível concluir grande parte do trabalho experimental previsto inicialmente.

Para que fosse possível concluir a dissertação na data inicialmente prevista, o tema foi ajustado, continuando a focar-se no reforço de solos com geossintéticos. O tema específico analisado é o reforço de solos com micro-geogrelhas, nomeadamente a resposta em corte direto. Dada a impossibilidade de realizar ensaios laboratoriais, a orientadora dos trabalhos disponibilizou os resultados não tratados de ensaios de corte direto de um solo com duas micro-geogrelhas, bem como informação detalhada sobre os materiais (solo e micro-geogrelhas) e as condições de ensaio. Os resultados dos ensaios foram posteriormente processados, analisados e discutidos.

1.2.Motivação, objetivos e planeamento da dissertação

A escolha deste tema foi primeiramente por ser um tema em que abordava um pouco a sustentabilidade ambiental, pois hoje em dia a questão da sustentabilidade ambiental tem vindo cada vez mais um ponto a ter em conta numa obra de engenharia civil, a utilização dos solos que encontram-se disponíveis no local da obra e o reforço das suas propriedades podem contribuir para a sustentabilidade ambiental. O reforço de solos com geossintéticos pode contribuir para a redução dos custos e as emissões da construção [Carlos (2016)].

A utilização de geossintéticos, no reforço de solos, vem cada vez mais sendo aplicados nas mais diversas obras de construção civil, isto se deve ao facto de possuir vantagens económicas (baixo custo), ambientais (baixo impacto ambiental) e técnicas (rapidez e simplicidade de aplicação; grande gama de produtos para os mais variados fins) [Carneiro (2009)].

Inicialmente, esta dissertação de mestrado tinha como principais objetivos o estudo e a análise de um solo fino de Aveiro, recolhido na marinha de sal da Universidade de Aveiro,

e o seu reforço com dois geossintéticos de estruturas diferentes, um geotêxtil não tecido e uma geogrelha tecida.

A capacidade de carga e a deformabilidade do solo reforçado e não reforçado seria avaliada recorrendo a ensaios CBR tradicionais e modificados: i) solicitação monotónica com razão de penetração constante; ii) com ciclos de descarga-recarga. No Quadro 1.1 encontra-se o cronograma previsto durante a realização da dissertação.

Quadro 1.1- Cronograma da dissertação, previsto inicialmente.

Tarefa	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Maió	Jun.
A									
B									
C									
D									
E									

A – Pesquisa Bibliográfica; B – Caracterização do solo fino; C – Trabalho experimental, nomeadamente ensaios CBR; D – Análise e tratamento de dados; E – Escrita da dissertação.

Porém, devido à pandemia causada pelo Covid-19, a partir do dia 12 de Março foram suspensas todas as atividades letivas presenciais na Universidade de Aveiro, pelo que não foi possível realizar a maioria do trabalho experimental previsto (nomeadamente os ensaios CBR). Numa fase inicial, o tema previsto para a dissertação foi mantido, completando-se o tratamento de dados e análise de resultados dos ensaios de caracterização realizados até então e as tarefas de escrita correspondentes. Em face das incertezas sobre a duração da interrupção das atividades letivas foi decidido ajustar o tema, de forma a permitir a conclusão da dissertação na data prevista inicialmente.

Assim, e após discussão de duas alternativas, o novo tema foi decidido. Em meados de Abril foram disponibilizados resultados de ensaios de corte direto em larga escala de um agregado grosseiro (que pretende representar um balastro ferroviário) não reforçado e reforçado com duas micro-geogrelhas. Nestes ensaios pretendia-se avaliar o efeito do reforço com micro-geogrelhas em movimento de corte direto. Assim sendo, o cronograma previsto para a dissertação foi alterado como demonstra o Quadro 1.2.

Quadro 1.2- Novo cronograma da dissertação.

Tarefa	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai	Jun.
A									
B									
C									
D									
E									

A – Pesquisa Bibliográfica; B – Caracterização do solo fino; C – Análise dos dados e pesquisa sobre o ensaio de corte direto; D – Tratamento de dados; E – Escrita da dissertação.

1.3.Estrutura do documento

O presente relatório encontra-se dividido em 6 capítulos.

No presente capítulo são feitas considerações gerais ao tema da dissertação, uma breve apresentação do que seria o caso de estudo inicial e o caso de estudo final, quais os objetivos, a motivação e o planeamento da dissertação, bem como a sua estrutura.

No capítulo 2, é efetuado um estado de arte, em que introduz-se o conceito de geossintético, quais os materiais utilizados para a sua fabricação, a classificação dos geossintéticos, funções e aplicações, as propriedades dos geossintéticos, o reforço de solos com geossintéticos, os fatores que influenciam os ensaios CBR e estudos de ensaios de corte direto.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia experimental utilizada para a caracterização das propriedades do solo fino e do geossintético que seriam utilizados no ensaio CBR.

No capítulo 4 apresentam-se as propriedades do agregado e das micro-geogrelhas, as condições iniciais, os procedimentos do ensaio de corte direto e a análise que foi efetuada aos dados fornecidos de um ensaio de corte direto.

No capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de corte direto.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais do trabalho e são descritos alguns desenvolvimentos de estudos futuros.

Capítulo 2

Estado da Arte

2.Estado da Arte

2.1.Geossintéticos

2.1.1.Considerações gerais

Segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos [IGS (2018)], um geossintético é um material polimérico (sintético ou natural) plano, que é utilizado em contacto com materiais naturais (como maciços, solos ou rochas) ou em contacto com qualquer outro material geotécnico, em aplicações de Engenharia Civil.

A utilização de materiais para reforço de solos é uma prática milenar. Os Romanos já utilizavam essa técnica para estabilizar as suas vias de comunicação, principalmente, quando estas eram assentes em solos menos resistentes e mais deformáveis.

Desde a década de 60 que os geossintéticos têm vindo a ser cada vez mais utilizados, em particular para substituir os materiais de construção tradicionais e para reforçar solos. Os geossintéticos são utilizados em diversos ramos da engenharia civil, como, vias de comunicação, aterros, obras hidráulicas, estruturas de suporte, campos desportivos, taludes, túneis ou defesa contra a erosão.

2.1.2.Materiais para o fabrico de geossintéticos

Os geossintéticos são produzidos a partir de dois tipos de matérias-primas, as sintéticas ou as naturais.

Esses diferem entre si pelo processo de fabricação e pelos materiais constituintes. Devido às novas tecnologias de fabricação e materiais, os geossintéticos estão cada vez mais sendo fabricados para satisfazer requisitos específicos, assim podendo ser utilizado numa grande variedade de aplicações [Tavares (2009)].

Na fabricação de geossintéticos com origens químicas, a matéria-prima mais utilizada são os polímeros sintéticos. A designação dos polímeros sintéticos, bem como a sigla pela qual muitas vezes são conhecidos, apresentam-se a seguir [Lopes & Lopes (2010)]:

- PE – Polietileno;
- PP – Polipropileno;
- PVC -Policloreto de vinilo;
- PET – Polietileno teraftalato;
- PA – Poliamida.

Para além desses polímeros podem ser acrescentados aditivos aos polímeros, como os catalisadores, corantes, estabilizadores de viscosidade ou inibidores de envelhecimento,

assim no processo de fabrico as suas características finais são melhoradas e facilitam nas operações de transformação [Tavares (2009)].

As matérias-primas naturais utilizadas na fabricação do geossintéticos incluem-se: algodão e linho, de origem vegetal, lã e seda, de origem animal e amianto, de origem mineral. Porém, devido às matérias-primas de origem natural possuírem um comportamento biodegradável, quase não são usadas [Lopes & Lopes (2010)].

2.1.3. Classificação dos geossintéticos

2.1.3.1. Geotêxtil

Os geotêxteis (Figura 2.1) são mantas contínuas de fibras ou filamentos, tecidos, não-tecidos, tricotados ou costurados, sendo que o geotêxtil tecido é fabricado por entrelaçamento, de dois filamentos, em ângulo reto, de vários feixes ou filamentos e os geotêxteis não-tecidos são fabricados por fibras orientadas direccionalmente ou aleatoriamente e ligadas numa estrutura plana, em que esta ligação pode ser feita de forma mecânica (agulhado), química (resinado) ou térmica (aquecimento) [Sieira (2003)].



Figura 2.1- Alguns exemplos de geotêxteis [Carneiro (2009)].

2.1.3.2. Geogrelhas

As geogrelhas (Figura 2.2) possuem uma estrutura de uma grelha, sendo que as aberturas das grelhas, em geral, são maiores do que os elementos sólidos do solo, em que a sua função predominante é a de reforço. Possui elementos resistentes a tração, sendo que esses elementos podem ser uniaxiais, esses possuem uma elevada resistência à tração somente numa das direções, ou biaxiais, quando possuem elevada resistência em duas direções. E mais recentemente surgiram as geogrelhas triaxiais, com aberturas triangulares, que conferem resistência radial [Carneiro (2009)].

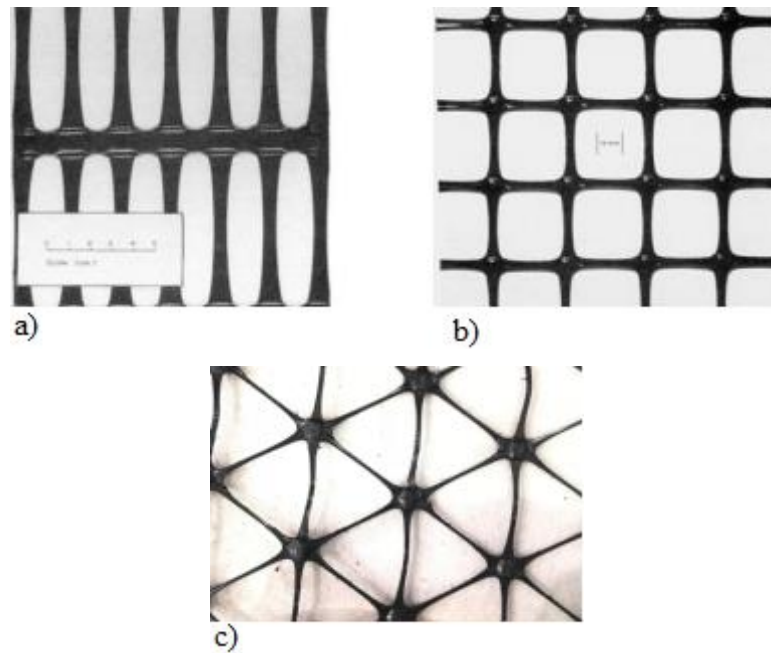


Figura 2.2- a) Geogrelha uniaxial [Pinto (2005)]; b) Geogrelha biaxial [Pinto (2005)]; c) Geogrelha triaxial [Carneiro (2009)].

2.1.3.3. Outros geossintéticos

Além dos geotêxteis e das geogrelhas, existem outros tipos de geossintéticos, como, a geomembrana, a georrede, o geocompósito e o “geo-outros”.

As geomembranas podem ser fabricadas de três formas diferentes: extrusão, espalhamento superficial ou calandragem, sendo que possui baixa permeabilidade, em sua composição possui predominantemente asfaltos, elastômeros ou plastômetros, em que tem como principal função a contenção de líquidos ou gases, podendo ser utilizado em obras de engenharia ambiental, geotécnica, hidráulica ou transportes [Carneiro (2009)].

O processo de fabricação das georredes ocorre por extrusão do polímero fundido através de aberturas existentes em moldes rotativos, originando assim as malhas ou redes apertadas de barras. Assim, a sua estrutura final fica em forma de grelha, com função predominante de drenagem [Sieira (2003)].

Os geocompósitos são fabricados a partir de diferentes materiais, sendo que, pelo menos, um deles é um geossintético. Estes serão classificados de acordo com a função que irá exercer, em que os geocompósitos mais comuns são: os geocompósitos betoníticos, os geocompósitos de drenagem e os geocompósitos de reforço [Lopes & Lopes (2010)].

Os “geo-outros” são geossintéticos mais recentes que não pertencem a nenhum dos tipos de geossintéticos anteriores, isto deve-se, ao facto de eles possuírem características muito

distintas dos outros geossintéticos. Alguns exemplos seriam, os geotubos, as geomantas e as geocélulas [Carneiro (2009)].

2.1.4. Funções e aplicações dos geossintéticos

Segundo a Comissão Europeia de Normalização (CEN), na norma EN ISO 10318 [NP EN ISO 10318-2 (2015)], as funções dos geossintéticos que destacam-se, na engenharia civil, são: separação, filtração, drenagem, proteção, controlo de erosão superficial, barreira de fluídos e reforço. Sendo que o geossintético pode desempenhar mais que uma função ao mesmo tempo.

Na função de separação, o geossintético é aplicado entre dois solos com características geotécnicas distintas, assim impedindo que as partículas dos dois solos misturem-se ou interpenetrem [Tavares (2009)].

A aplicação do geossintético para a função de filtração vem para permitir a passagem de fluídos perpendicularmente aos seus planos, porém evita-se a passagem das partículas sólidas [Sieira (2003)].

Segundo a NP EN ISO 10318, os geossintéticos com função de drenagem em obras de engenharia civil veem para coletar, transportar e evacuar a água e/ou outros fluidos dos solos. Para desempenhar a função de proteção, o geossintético fará a distribuição e uniformização de tensões ou de deformações transmitidas ao material protegido, assim reduzindo as solicitações localizadas, sendo que a função de proteção pode ser exercida em duas situações diferentes: (1) protege o maciço dos agentes atmosféricos ou de tráfego; (2) entre dois materiais, para evitar que um deles danifique-se devido a ação de cargas concentradas ou de deformações impostas pelo outro material [Tavares (2009)].

O geossintético utilizado para a função de controlo de erosão superficial vem para evitar ou limitar movimentos de solo ou outras partículas na superfície. Assim, protegendo maciços ou taludes da ação de agentes atmosféricos e tráfego [NP EN ISO 10318-2 (2015)].

Quando os geossintéticos são utilizados para a função de barreira de fluidos, estes devem evitar a migração de fluidos [NP EN ISO 10318-2 (2015)].

Os geossintéticos exercem a função de reforço em duas situações: (1) quando aplicado no interior de maciços para suportar as tensões de tração que mobilizam-se; (2) função de membrana, quando duas camadas estão sujeitas a pressões distintas e a sua tensão equilibra a diferença de pressões entre essas duas camadas, assim reforçando globalmente [Tavares (2009)]. No Quadro 2.1 apresenta-se um resumo das principais aplicações dos vários tipos

de geossintéticos.

Quadro 2.1-Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações [Koerner (1998)].

Geossintético	APLICAÇÃO					
	Drenagem	Filtração	Impermeabilização	Proteção	Reforço	Separação
Geocélulas				X	X	
Geocompósitos	X	X	X	X	X	X
Geogrelhas					X	
Geomembranas			X			X
Georedes	X					
Geotêxtil	X	X		X	X	X
Geodrenos	X					

As principais aplicações dos geossintéticos em obras de Engenharia Civil atualmente encontram-se expostas na Figura 2.3:

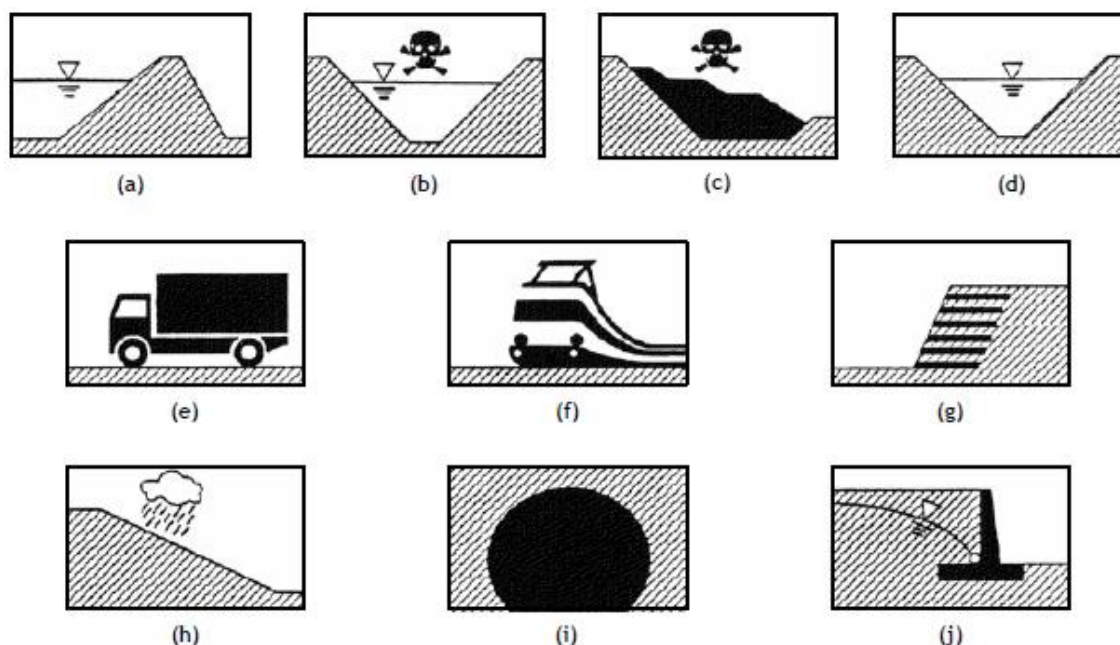


Figura 2.3- (a) reservatórios e barragens; (b) depósitos de resíduos líquidos; (c) depósitos de resíduos sólidos; (d) canais; (e) obras rodoviárias; (f) obras ferroviárias; (g) fundações e estruturas de suporte; (h) sistema de controle de erosão; (i) túneis e estruturas subterrâneas, (j) sistema de drenagem [NP EN ISO 10318-2 (2015)]

2.1.5. Propriedades dos geossintéticos

Os geossintéticos precisam garantir certas propriedades para que sejam cumpridos requisitos ou exigências. Sendo que essas propriedades dependem de alguns parâmetros:

- natureza do polímero;
- estrutura;
- método de fabrico;
- tensão de confinamento (σ_C);

- velocidade de deformação;
- temperatura;
- humidade.

Algumas das exigências específicas que devem ser cumpridas pelos geossintéticos, são:

- resistência à tração;
- resistência ao punçoamento;
- resistência à fadiga;
- resistência à abrasão;
- resistência ao rasgamento;
- estabilidade em relação às radiações ultravioleta;
- estabilidade em relação à temperatura.

2.2.Reforço de solos com geossintéticos

Em obras de engenharia civil muitas vezes os solos não possuem as propriedades necessárias para a construção, então, a utilização de geossintéticos para reforçar o solo, é uma forma se chegar as propriedades requeridas, sendo que para a função de reforço, as propriedades dos geossintéticos importantes são [Tavares (2009)]:

- resistência à tração e módulo de deformabilidade, devido ao facto de essas serem as propriedades que contribuem para a função de reforço do geossintético;
- fluência e relaxação mínimas para que seja evitado que os reforços percam o seu benefício durante a vida útil da obra;
- resistência à perfuração e ao rasgamento, para que não apareçam descontinuidades físicas, que afetariam numa possível perda de rigidez e resistência globais dos geossintéticos;
- flexibilidade, para que o geossintético adapte-se entre o solo e o reforço;
- durabilidade compatível com a obra.

2.2.1.Mecanismos de reforço proporcionados pelos geossintéticos

O geossintético utilizado com função de reforço, aquando por eventuais cedências do solo, mobiliza um esforço de tração neste elemento que será distribuído para o restante sistema por meio de certos mecanismos. Esses mecanismos são o efeito membrana, efeito de ancoragem, efeito de imbricamento ou efeito de confinamento [Tavares (2009)].

2.2.1.1.Efeito membrana

O efeito membrana dá-se quando ocorre a aplicação de uma carga sobre o geossintético e devido a essa carga a uma deformação do geossintético. A ação combinada dos esforços de tração e a curvatura do reforço modificam a tensão normal (σ_n) aplicada subjacente ao reforço. Imediatamente sob a área carregada, a curvatura do reforço proporciona a redução das tensões verticais aplicadas ao subleito, melhorando a capacidade de carga da estrada. No exterior da área carregada, a curvatura do reforço proporciona tensões verticais adicionais na superfície dessa camada, aumentando o confinamento do solo nessa região. Na Figura 2.4 apresenta esquematicamente o efeito membrana [Pimentel (2007)].

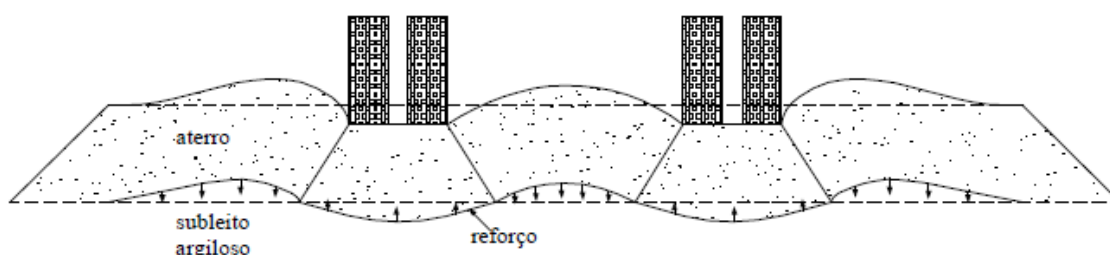


Figura 2.4-Efeito de membrana em estrada não pavimentada [Pimentel (2007)].

2.2.1.2.Efeito de ancoragem

Ao estar tracionado o geossintético fará uma distribuição dos esforços para o solo envolvente, por meio de um esforço tangencial, para que esteja em equilíbrio. O comprimento de ancoragem no exterior de uma zona carregada terá de ser sempre considerado quando o mecanismo de membrana for necessário [Tavares (2009)].

Este mecanismo é de elevada importância para os muros de terra armada, o geossintético tracionado, por eventuais deslizamentos do solo, terá de irradiar esse esforço, de uma forma gradual para que o maciço não seja afetado pela cunha do deslizamento [Tavares (2009)].

2.2.1.3.Efeito de imbricamento

O efeito de imbricamento (Figura 2.5) é muito importante no reforço de agregados, porém o mesmo só é conseguido através da utilização de geogrelhas, sendo que deverá existir uma conformidade entre a granulometria dos agregados e a dimensão das aberturas das geogrelhas, para que possa-se maximizar este efeito. O imbricamento das partículas na malha da geogrelha faz com que os deslocamentos laterais das partículas sejam limitados, assim, além do deslocamento ser condicionado pelo atrito e imbricamento entre partículas, é também condicionado pelo esforço de tração da geogrelha [Tavares (2009)].

Esse efeito faz com que haja um ganho de rigidez global, isto deve-se ao facto das partículas

sobrejacentes veem o seu movimento restringido pelas partículas sobre as quais estão colocadas. Poderá ocorrer o efeito arco de partículas embricadas por onde dar-se-á distribuição vertical [Tavares (2009)].

Na aplicação de uma sobrecarga será criado um esforço de compressão que será propagado por esse arco, em que será equilibrado na base pelo esforço de tração mobilizado pela geogrelha. Quanto mais embricadas estiverem as partículas na malha da geogrelha, mais cedo será mobilizado esse esforço de tração [Tavares (2009)].

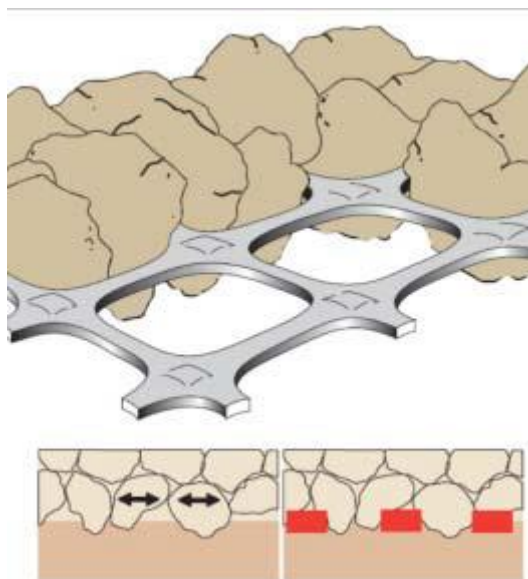


Figura 2.5- Representação da interface entre a geogrelha e o agregado [Tensar (2012)].

2.3.Fatores que influenciam solos reforçados com geossintéticos

2.3.1.Influência do tipo de solo

Todo solo possui características específicas, assim, a utilização de geossintéticos, para fins de reforços, altera as propriedades resistentes e a deformabilidade de forma distinta do solo. Essas alterações foram caso de estudo por Sieira (2003).

Em seu caso de estudo, Sieira (2003), através de ensaios triaxiais verificou a resistência entre um solo arenoso e um solo silto-argiloso, foram reforçados com o mesmo tipo de geogrelha. Pode-se observar que ao ser aplicada uma tensão de confinamento (σ_c) de 300 kPa e para um número de camadas de reforço, a resistência do solo arenoso reforçado foi quase 5 vezes superior ao silto-argiloso quando utilizam-se 4 camadas de reforço, como verifica-se na Figura 2.6 e Figura 2.7.

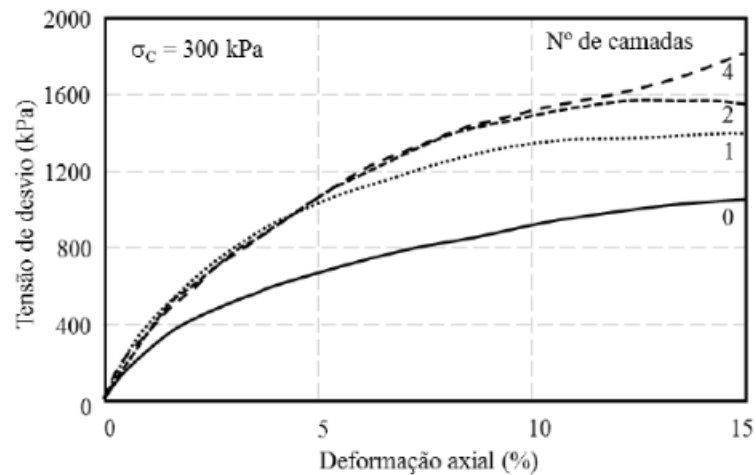


Figura 2.6-Ensaio triaxiais: areia não reforçada versus areia reforçada com diferentes números de camadas de geogrelha [Sieira, (2003)].

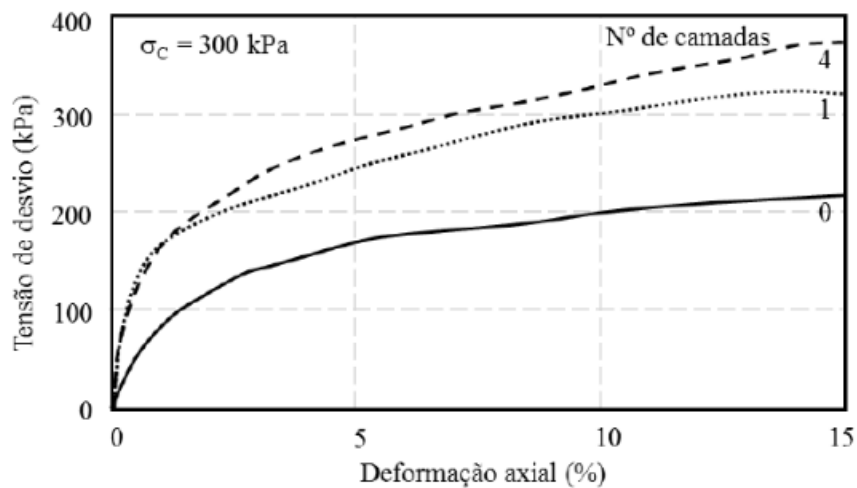


Figura 2.7-Ensaio triaxiais: silte argiloso não reforçado versus silte argiloso reforçado com diferentes números de camadas de geogrelha [Sieira, (2003)]

Segundo Sieira (2003), os provetes arenoso reforçados com geogrelhas apresentaram distorções e sugere que estas são solicitadas à tração durante o ensaio. Sieira (2003) referiu-se que *in situ* este resultado seria ao arranque da geogrelha da massa de solo, isso ocorre quando a superfície de rotura intercepta o reforço segundo uma determinada inclinação. Ao analisar a Figura 2.7 vê-se que ao reforçar o solo com 4 camadas de geogrelhas, o solo irá suportar uma carga 100% maior do que o mesmo solo sem algum reforço.

No solo silto-argiloso, Sieira (2003) observou que as geogrelhas utilizadas no reforço deslizaram em relação ao solo envolvente sem apresentar qualquer distorção ou dano. Segundo a autora isso ocorreu devido ao mecanismo de corte direto na interface solo-grelha e ocorre quando a superfície de rotura é tangente ao reforço.

2.3.2. Influência do grau de compactação do solo

No estudo realizado por Mehrpazhouh *et al.* (2019) a influência do grau de compactação (G_c) foi alvo de estudo em ensaios CBR seguindo as recomendações da ASTM D1883-16 (2016), onde foi utilizada uma areia bem graduada (SW) e um geotêxtil.

Mehrpazhouh *et al.* (2019) utilizou nos ensaios CBR um ciclo de carregamento composto por um carregamento para a carga alvo, ou seja, 100 kgf, 150 kgf, 200 kgf e 400 kgf, seguido pela descarga.

Em ensaios preliminares reparou-se que a taxa de aumento de penetração diminuiu significativamente com o número de ciclos de carregamento, sendo que, encontrou-se uma condição estável além de 20 ciclos de carregamento, assim sendo, cada teste foi repetido por 20 ciclos de carregamento.

Em seu estudo, Mehrpazhouh *et al.* (2019) a razão de espessura superior (u_1/D) é definida entre a espessura da camada superior do solo denso (u_1) e o diâmetro do pistão CBR (D), em que a taxa de espessura superior variou entre 0, 0,3, e 0,6. O grau de compactação utilizado em seus ensaios CBR foi de 85% (relativamente médio denso) e 97% (relativamente denso), a Figura 2.8 apresenta o diagrama esquemático dos provetes não reforçados.

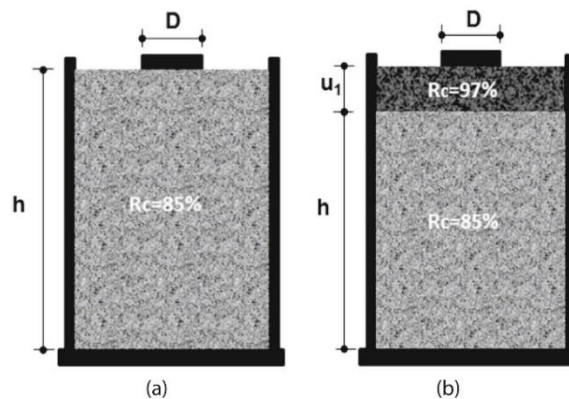


Figura 2.8- Diagrama esquemático dos provetes não reforçados: a) uma camada de areia densa média; b) uma camada densa em uma camada densa média com u_1/D de 0,3 e 0,6 [Mehrpazhouh et al. (2019)].

Após a realização dos ensaios Mehrpazhouh *et al.* (2019) concluiu que a penetração total do provete com areia densa média (85 %) após 20 ciclos de carga foi de 21,96 mm. Ao comparar o resultado da penetração do ensaio do provete com areia densa média com o ensaio do provete com a camada superior densa (97 %) com taxas de espessura de 0,3 e 0,6, resultou em reduções de 42,1 % e 61,9 % na penetração total em solos não reforçados, respectivamente, podendo ser verificado na Figura 2.9.

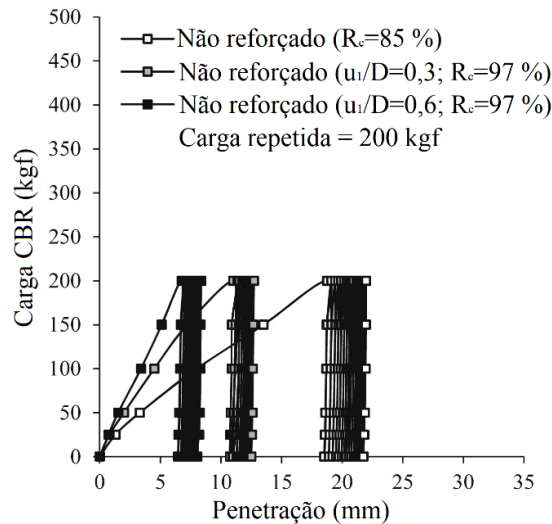


Figura 2.9- Curva de penetração de carga em solos não reforçados [Mehrpezhouh et al. 2019)].

A influência do grau de compactação também foi caso de estudo por Noorzad & Mirmoradi (2010) que através de ensaios de compressão triaxial avaliaram o comportamento de um solo coesivo reforçado com geotêxteis. Os solos avaliados foram duas argilas com as propriedades de limites de liquidez (w_L), limites de plasticidade (w_P), peso volúmico máximo (γ_{max}) e teor em água ótimo ($w_{óti.}$) são apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2- Propriedades dos solos estudados [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

Tipo de solo	Sistema de classificação unificado	% Passado	w_L	w_P	γ_{max}	$w_{óti.}$
		peneiro nº 200	%	%	%	kN/m^3
Tipo 1	CL	92	35	24	17,1	18
Tipo 2	CH	98	52	26	15,8	22

Nesse estudo alguns parâmetros foram modificados durante os ensaios, como: o grau de compactação (90, 95 e 100%); o teor em água (2% abaixo do $w_{óti.}$, $w_{óti.}$ e 2% acima do $w_{óti.}$); os dois tipos de solos; o tipo de reforço; o número de camadas de reforço (1, 2 e 3 distribuídas de forma igual na altura do provete) e a tensão de confinamento (600, 800 e 1000 kPa).

Com o estudo de Noorzad & Mirmoradi (2010), pode-se concluir que quando aumenta o grau de compactação do solo, e consequentemente a densidade do solo, a resistência e a deformação axial na rotura também aumentam. Também observou-se que nos provetes não reforçados e não reforçados dos dois tipos de solos e com número de camadas de geotêxtil diferentes e com diferentes teores de água, que com o aumento do grau de compactação dos provetes a resistência de pico e a deformação axial na rotura também aumentam.

Na Figura 2.10 são apresentados os resultados obtidos para o solo do Tipo 2 e ao analisar esses resultados vê-se que há um aumento da capacidade de carga nos três graus de compactação, 90, 95 e 100%, há uma melhoria na capacidade de carga de 50, 33 e 25%, respectivamente, do solo reforçado com 3 camadas versus o solo sem reforço.

Na Figura 2.11 são apresentados os resultados obtidos para o solo do Tipo 1 e ao analisar esses resultados vê-se que há uma melhoria da deformação axial na rotura nos três graus de compactação, 90, 95 e 100%, há uma melhoria da deformação axial na rotura de aproximadamente 160, 100 e 80%, respectivamente, do solo reforçado com 3 camadas versus o solo sem reforço.

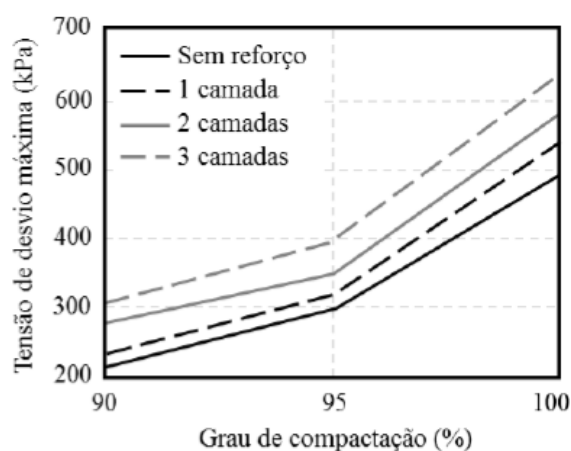


Figura 2.10- Variação da tensão de desvio com o grau de compactação do solo do Tipo 2 (2% abaixo do $w_{óti.}$) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

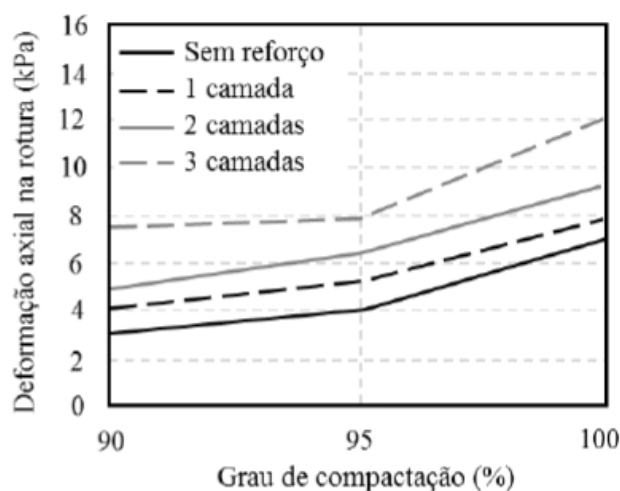


Figura 2.11- Variação da deformação axial na rotura com o grau de compactação do solo do Tipo 1 (2% abaixo do $w_{óti.}$) e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

2.3.3. Influência do teor em água do solo

Como já referido em 2.3.2., Noorzad & Mirmoradi (2010) estudaram os efeitos do teor em água do solo na resistência e deformabilidade do solo reforçado. O estudo mostrou que ao aumentar o teor de água no solo, faz com que haja uma diminuição da resistência de pico em ambos os provetes que não foram reforçados e que foram reforçados com geotêxteis e aumenta a deformação axial na rotura, podendo verificar-se na Figura 2.12 e na Figura 2.13.

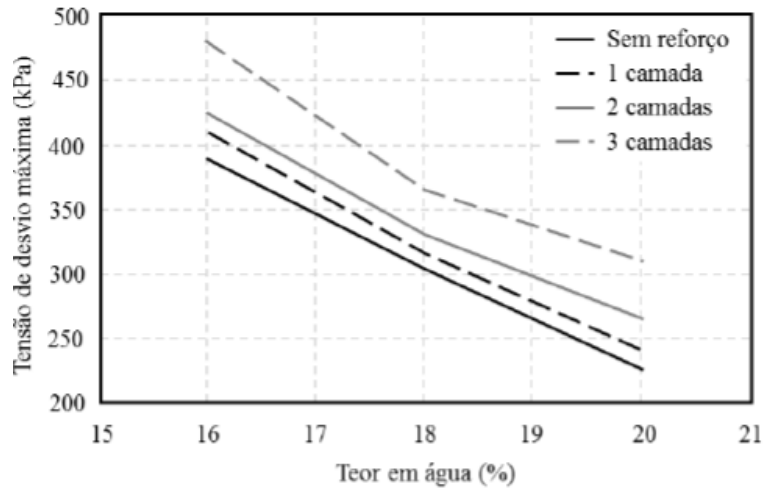


Figura 2.12- Variação da tensão de desvio máxima com o teor em água do solo do Tipo 1 e o número de camadas de reforço do Tipo 1 [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

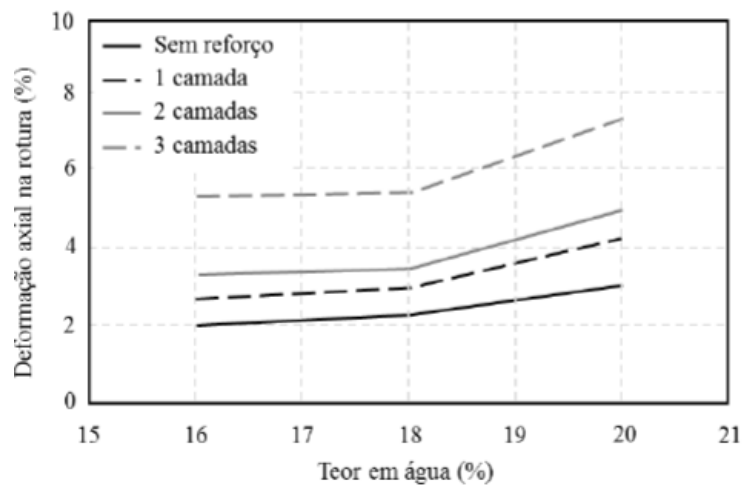


Figura 2.13- Variação da deformação axial na rotura com o teor em água do solo e o número de camadas de reforço [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

Ao analisar os resultados de Noorzad & Mirmoradi (2010) apresentados nas Figura 2.12 e Figura 2.13 há uma melhoria significativa na capacidade de carga suportada pelo solo reforçado com 3 camadas de geotêxteis versus solo sem reforço.

2.3.4. Influência da forma, da posição e do número de camadas do reforço

Em Muthu Lakshmi *et al.* (2020) realizou-se um estudo de uma areia argilosa (AA) (Figura 2.14-a) reforçada com georrede (Figura 2.14-b) e cinzas volantes (CV), porém só serão apresentados os resultados da areia argilosa reforçada com georrede.

Para determinar a profundidade ideal da georrede Muthu Lakshmi *et al.* (2020), colocou a mesma em três diferentes profundidades ($H/4$, $H/2$ e $3H/4$) do topo da amostra para verificar qual apresentaria o ganho máximo de força no ensaio CBR.

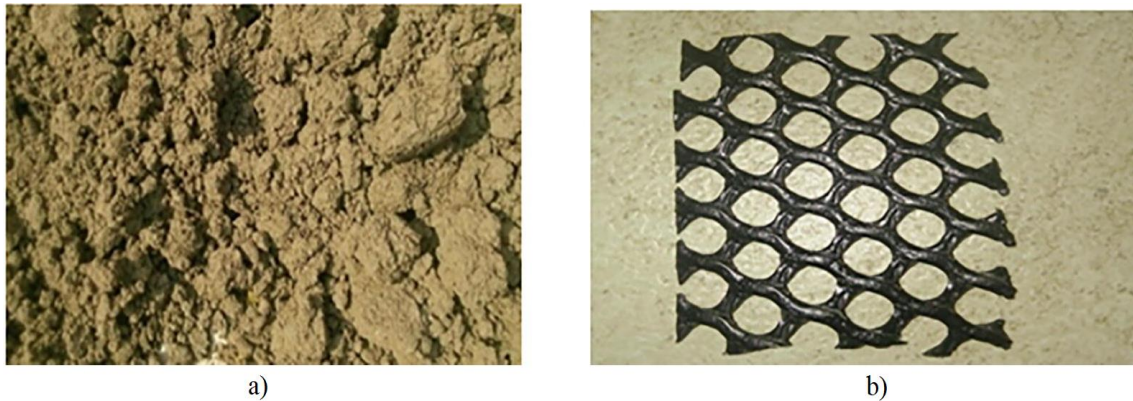


Figura 2.14- Materiais utilizados no estudo: a) areia; b) georrede [Muthu Lakshmi *et al.* (2020)].

Na Figura 2.15 apresentam-se as curvas de penetração versus carga CBR do ensaio CBR com georrede colocada nas três diferentes posições. Para cada ensaio CBR utilizando as profundidades de $H/4$, $H/2$ e $3H/4$, apresentou um aumento da CBR de 1,29, 1,46 e 1,58, respectivamente.

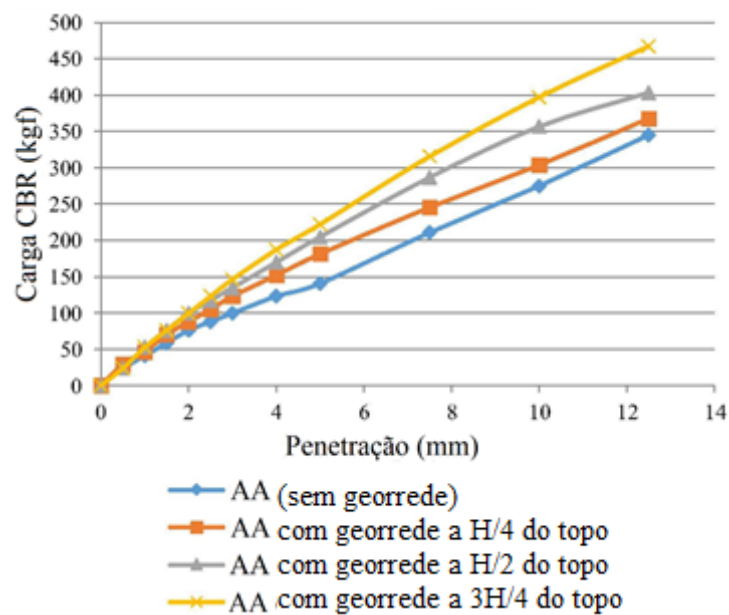


Figura 2.15- Resultado dos ensaios CBR para as diferentes profundidades [Muthu Lakshmi *et al.* (2020)].

No estudo realizado por Mehrpazhouh *et al.* (2019) a camada de reforço foi incorporada em diferentes posições para investigar o efeito que o geotêxtil iria proporcionar ao solo compactado. Os provetes foram ensaiados sob uma carga repetida de 200 kgf.

No estudo de Mehrpazhouh *et al.* (2019) o geotêxtil foi incorporado em diferentes profundidades equivalentes às proporções da espessura superior de 0,3, 0,6 e 0,9, respectivamente (Figura 2.16).

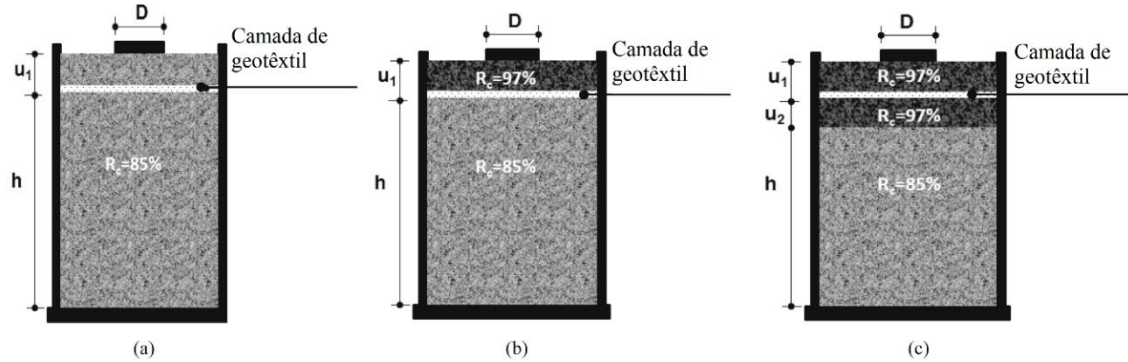


Figura 2.16-Provete com uma camada de geotêxtil: a)com solo médio denso; b)com camada de solo superior densa e camada inferior médio densa; c)camada de solo superior e inferior de solo denso [Mehrpazhouh *et al.* (2019)].

A Figura 2.17 mostra que a resistência à penetração do solo aumentou significativamente com uma única camada de reforço. Relativamente ao solo não reforçado, os valores da penetração total de CBR no último ciclo do teste foram reduzidos em 58%, 39% e 33%, com taxas de espessura superiores de 0,3, 0,6 e 0,9, respectivamente.

Logo, a camada de geotêxtil incorporada nos provetes utilizados nos ensaio CBR, contribuiu efetivamente para absorver e redistribuir a força de penetração aplicada pelo pistão do CBR para uma área mais ampla, resultando assim em uma concentração reduzida da tensão num ponto.

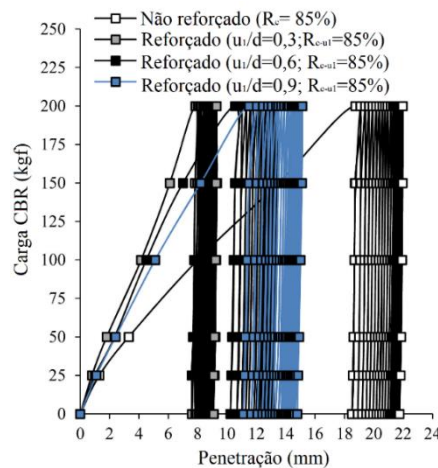


Figura 2.17- Relação entre a carga e penetração [Mehrpazhouh *et al.* (2019)].

Além da posição da camada, [Mehrpezhouh *et al.* (2019)], estudaram o efeito do número de camadas de reforço no aumento de penetração de carga no solo. O estudo levou em consideração provetes reforçados com uma e dupla camada de geotêxtil, como demonstrado na Figura 2.18.

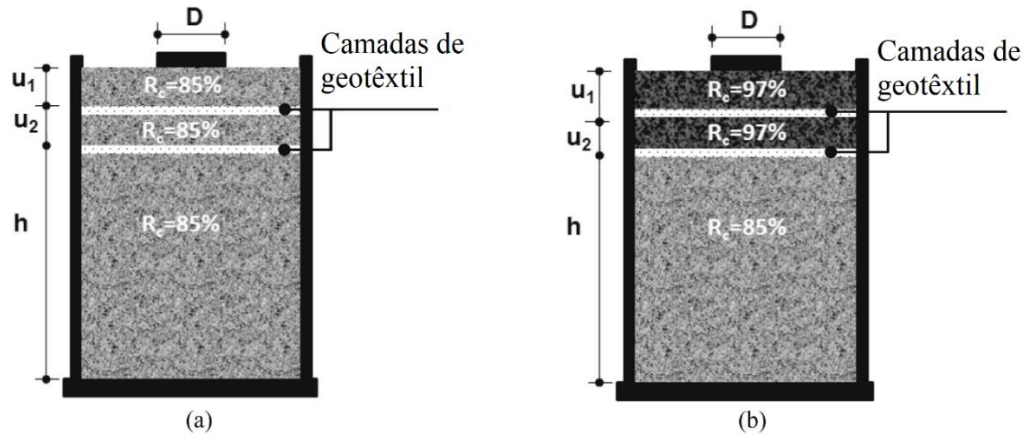


Figura 2.18-Provete com duas camadas de geotêxtil: a) com solo médio denso; b) com solo denso [Mehrpezhouh *et al.* (2019)].

Mehrpezhouh *et al.* (2019) observaram que o uso de duas camadas de reforço reduziu significativamente os assentamentos totais e plásticos do solo em comparação com o solo reforçado com uma camada, além disso, observou que o declive da curva de carga no primeiro ciclo diminuiu com o uso de duas camadas de reforço, podendo ser observado na Figura 2.19.

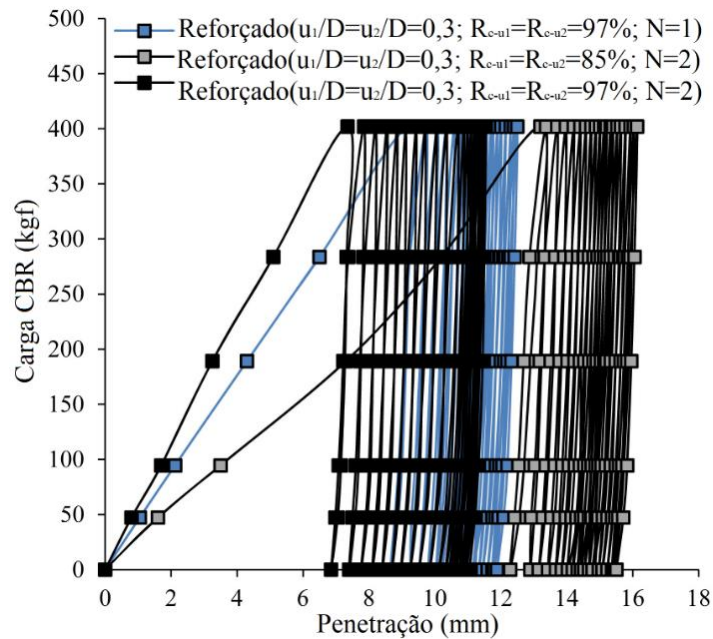


Figura 2.19- Curvas de penetração de carga para solos reforçados com uma e duas camadas de geotêxtil [Mehrpezhouh *et al.* (2019)].

Os autores Rajagopal *et al.* (1999) e Latha e Murthy (2007) referem que ao reforçar o solo com geossintéticos, ocorre uma melhoria da resistência, comparativamente com o solo sem reforço. Rajagopal *et al.* (1999) estudaram o comportamento do solo reforçado com geocélulas composta por materiais diferentes. Em seu caso de estudo Rajagopal *et al.* (1999), comparou o ângulo de atrito aparente (δ) e a coesão aparente (c_a) dos provetes reforçados com os valores obtidos para o solo não reforçado, essa comparação foi feita para analisar o impacto da utilização de diferentes números de células, para a constituição dos provetes de ensaio, nos resultados obtidos para a caracterização do comportamento do solo.

Os geossintéticos utilizados foram: geotêxteis tecidos (identificados pelos autores consoante a sua cor: branco e preto); um geotêxtil não tecido agulhado de polipropileno; e uma grelha constituída por polímeros não orientados. As células utilizadas possuíam forma circular, quatro tamanhos diferentes e foram costuras nas extremidades, podendo verificar-se na Figura 2.20.

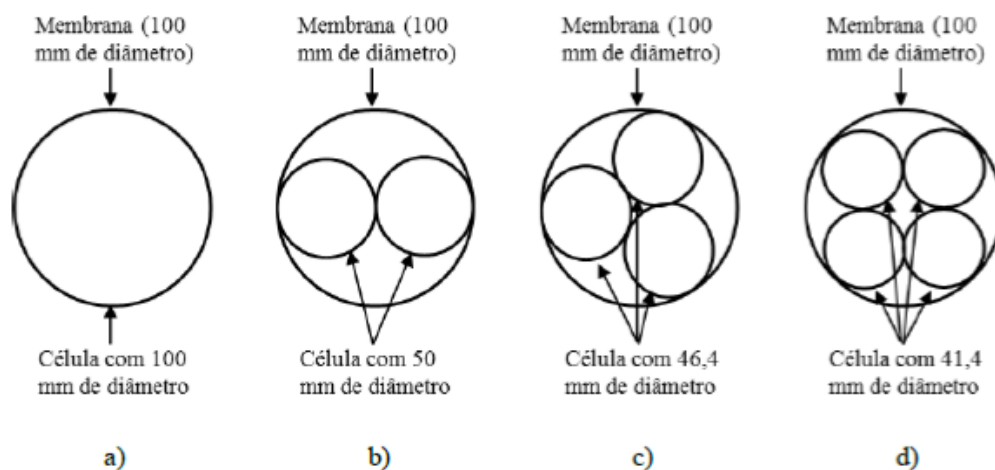


Figura 2.20- Diferentes configurações das células utilizadas nos ensaios triaxiais: a) 1 célula; b) 2 células; c) 3 células; d) 4 células [Carlos (2016)].

Os resultados apresentados por Rajagopal *et al.* (1999), mostraram que o número de células utilizadas para o reforço provoca um aumento significativo da coesão aparente e o ângulo de atrito aparente quase não se altera com a utilização de geossintéticos, os resultados podem ser verificados no Quadro 2.3.

Quadro 2.3- Parâmetros de resistência obtidos através de ensaios triaxiais por Rajagopal *et al.* (1999).

Parâmetros de resistência	Tipo de reforço							
	Geocélula (geotêxtil tecido branco)					1 geocélula		
	Sem reforço	1 célula	2 células	3 células	4 células	Geotêxtil tecido preto	Geotêxtil não tecido	Grelha
δ (°)	40,5	39,2	39,2	39	39	40,5	40,9	40,5
c_a (kPa)	0	98,9	134,9	159,2	169,1	77,1	17,3	11

No que refere-se à resistência e deformação dos provetes ensaiados, verificou-se que houve um aumento na resistência e na rigidez, sendo que dependendo do tipo de geossintético utilizado na construção da célula, há um aumento diferente, como observa-se na Figura 2.21.

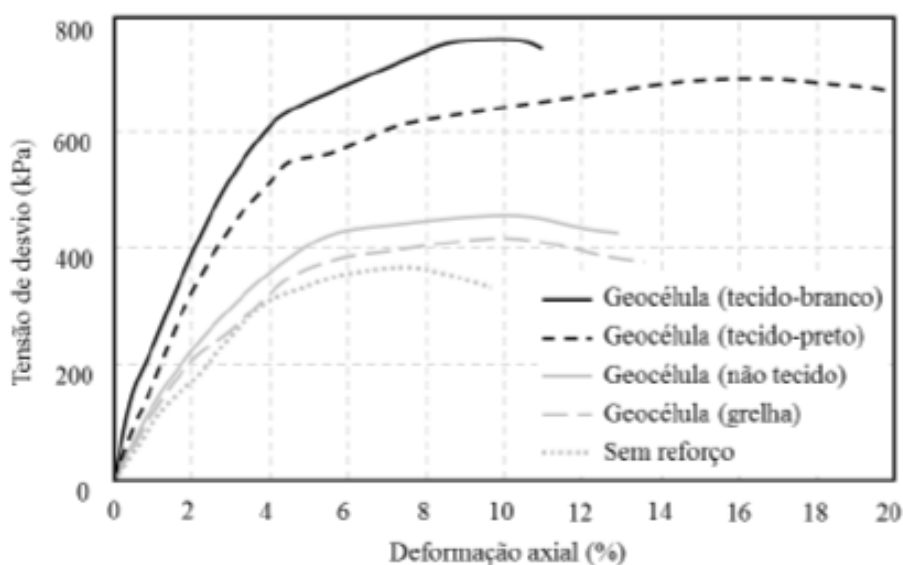


Figura 2.21- Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_c = 100$ kPa) [Carlos (2016)].

Relativamente a influência do número de células utilizadas com fins de reforço, os resultados obtidos por Rajagopal *et al.* (1999), mostraram que a resistência dos provetes reforçados aumenta com o número de células. Porém, notou-se que esse ganho de resistência parece possuir um limite, com a utilização de três ou quatro células permite a obtenção de praticamente a mesma resistência, como pode ser verificado na Figura 2.22.

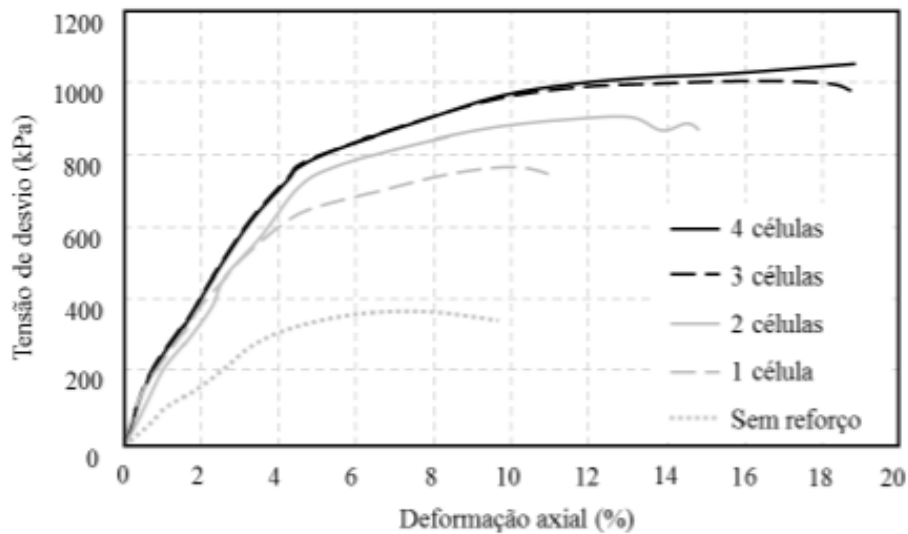


Figura 2.22- Comportamento do solo reforçado com diferentes tipos de geocélulas ($\sigma_c = 100$ kPa) [Carlos (2016)].

No estudo feito por Latha e Murthy (2007) foram realizados ensaios triaxiais para verificar a influência da forma do reforço na resistência do solo reforçado. O solo utilizado foi uma areia de rio com uma classificação, SP, segundo o sistema de classificação unificado.

Latha e Murthy (2007) utilizaram em seu caso de estudo provetes de solo reforçado com uma folha de película de poliéster com área de 9073 mm^2 , sob três formas diferentes: 8 camadas horizontais, geocélulas e fibras. Também utilizaram o mesmo procedimento com um geotêxtil, porém apenas para comparar o efeito das 8 camadas horizontais com o efeito provocado pelas 8 camadas de geocélulas. Na Figura 2.23 são ilustradas essas diferentes formas de reforço.

Os autores realizaram também ensaios a geocélulas constituídas por geossintéticos diferentes, neste caso um geotêxtil e uma película de poliéster para aferir a influência do tipo de reforço na resistência do solo reforçado. Como observa-se na Figura 2.23, as geocélulas são “camisas” de reforço que envolvem todo o provete de solo e com as dimensões do mesmo. Os ensaios foram realizados para uma $\sigma_c = 100$ kPa

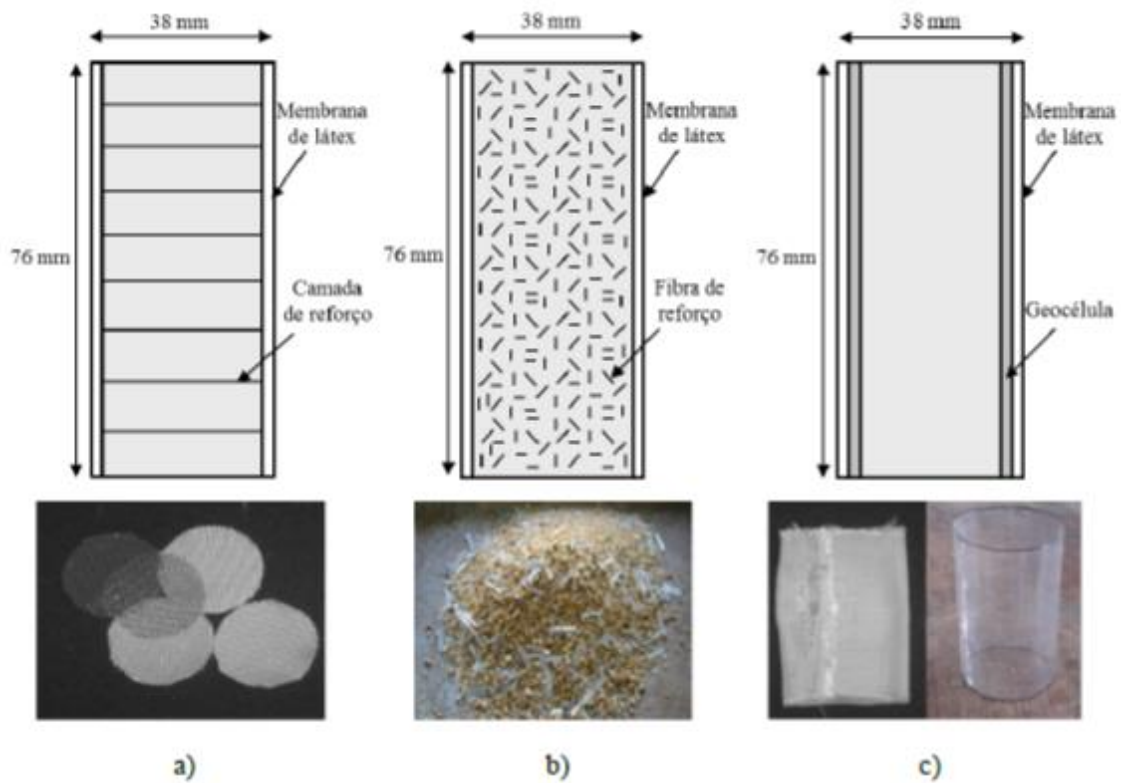


Figura 2.23- Representação esquemática dos provetes de solo reforçado com diferentes formas de reforço: a) 8 camadas horizontais; b) fibras; c) geocélulas (Latha e Murthy 2007)

Os resultados de Latha e Murthy (2007) dos provetes reforçados com poliéster mostraram que houve uma melhoria nas características resistentes do solo e na utilização de 8 camadas horizontais de poliéster proporcionou um aumento de resistência maior que a utilização de geocélulas ou de fibras. Para as soluções usando geotêxtil os autores apenas analisaram o reforço em oito camadas horizontais e em geocélula. As conclusões obtidas são análogas às referidas para o reforço em poliéster. Esses resultados são mostrados na Figura 2.24 e na Figura 2.25

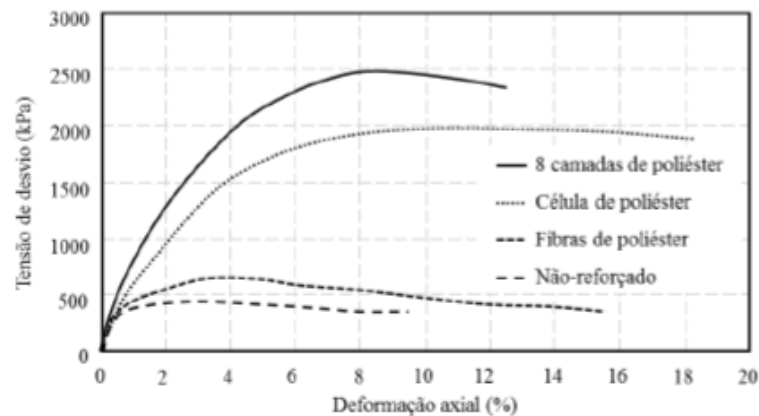


Figura 2.24- Comportamento do solo reforçado com diferentes formas de reforço de poliéster ($\sigma_c = 100$ kPa) [Latha e Murthy (2007)].

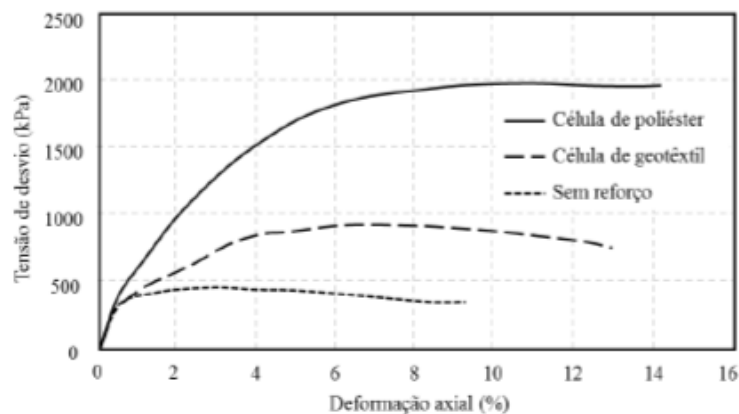


Figura 2.25- Comportamento tensão-deformação do solo reforçado com geocélulas constituídas por diferentes geossintéticos ($\sigma_c = 100$ kPa) [Latha e Murthy (2007)].

No que diz respeito à influência do número de camadas do reforço na resistência e deformabilidade do solo reforçado, são apresentadas algumas considerações expostas por Sieira (2003).

Wang *et al.* (2019) estudaram o efeito da inclusão aleatórias de fibras de polipropileno nas características de capacidade de suporte de um solo de grão fino, o solo do estudo possui 7,9% de areia e 92,1% de argila e silte. Os ensaios realizados foram conduzidos em várias inclusões de fibras de 0,0%, 0,3%, 0,6% e 0,9%, em massa de solo seco, após a mistura do solo seco e das fibras, foi acrescentando-se o $w_{óti}$. para obter assim uma amostra como a da Figura 2.26.



Figura 2.26- Mistura do solo, fibra e água [Wang *et al.* (2019)].

Foram preparadas sete amostras para a realização do ensaio CBR com as diferentes percentagens e comprimentos de fibras, $w_{óti}$ e densidade seca máxima ($\rho_{dmáx}$) do solo, como mostra o Quadro 2.4 [Wang *et al.* (2019)].

Quadro 2.4- Propriedades das amostras ensaiadas [Wang *et al.* (2019)].

Tipo de solo	Porcentagem de fibra (%)	Comprimento da fibra (mm)	$w_{\acute{o}ti.}$ (%)	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)
A0	0	0	22,2	1,581
B1	0,3	6	22,1	1,55
B2	0,6	6	21,8	1,551
B3	0,9	6	21,3	1,546
C1	0,3	12	21,9	1,57
C2	0,6	12	21,7	1,558
C3	0,9	12	21,6	1,548

Os resultados apresentados na Figura 2.27 mostram as curvas de penetração de carga obtidas a partir dos testes de CBR para amostras de solo não reforçado e amostras reforçadas com fibras. Mostra que as amostras que foram reforçadas com fibras suportaram uma carga maior em uma determinada profundidade de penetração. Nota-se que as fibras das amostras do grupo B são menores que as amostras do grupo C, por isso, as amostras do grupo B aparentam ter uma resistência à penetração maior antes dos 5 mm, do que as amostras do grupo C [Wang *et al.* (2019)].

A variação do valor de CBR para solos reforçados com fibra com diferentes conteúdos de fibra em vários comprimentos de fibra é mostrada na Figura 2.28. Os resultados apresentados mostraram que com a adição das fibras resultou num aumento significativo no valor do CBR. Os resultados mostram que a amostra reforçada com fibras de 6 mm de comprimento e com teor de fibras de 0,9%, foi a que apresentou um aumento máximo no valor do CBR é de aproximadamente 200% daquele para o solo não reforçado. Enquanto o aumento mínimo é de aproximadamente 125% em relação ao solo não tratado (para um teor de fibras de 0,3% nas fibras de 12 mm de comprimento). Além disso, a taxa de aumento tende a desacelerar à medida que a taxa de inclusão de fibras aumenta, o que indica que poderia haver um valor limite para a inclusão de fibras na melhoria dos valores de CBR no solo.

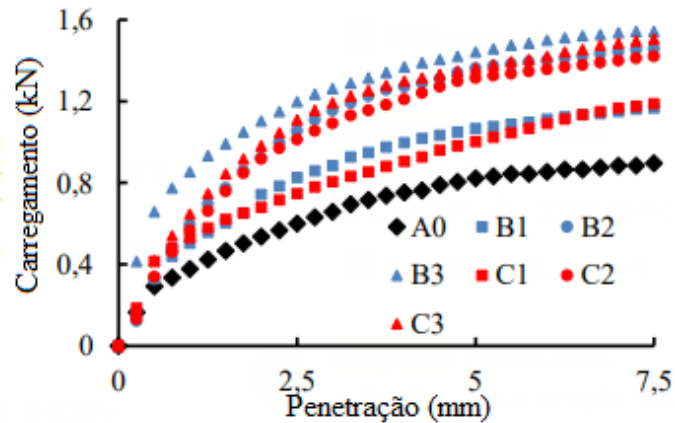


Figura 2.27- Carregamento versus penetração das amostras reforçadas e não reforçadas [Wang *et al.* (2019)].

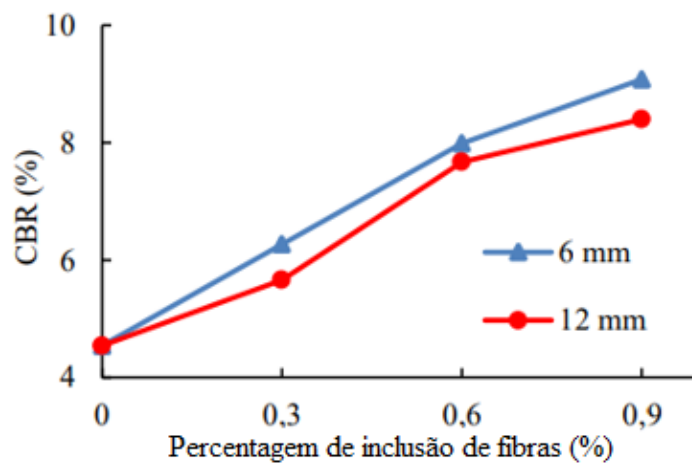


Figura 2.28- Variação do valor do CBR com diferentes percentagens e comprimentos de fibras inseridas [Wang *et al.* (2019)].

2.3.5. Influência da tensão de confinamento

Num solo reforçado com geossintético, normalmente, quando ocorre um aumento na tensão de confinamento, também ocorre um aumento da resistência e da rigidez do solo.

Ao analisar os resultados apresentados por Sieira (2003) em seus ensaios, no solo arenoso (Figura 2.29), verifica-se que o solo reforçado com 4 camadas de geogrelha tem uma melhoria na resistência e na deformação axial. O mesmo sendo observado no solo silto-argiloso, os resultados apresentam-se na Figura 2.30.

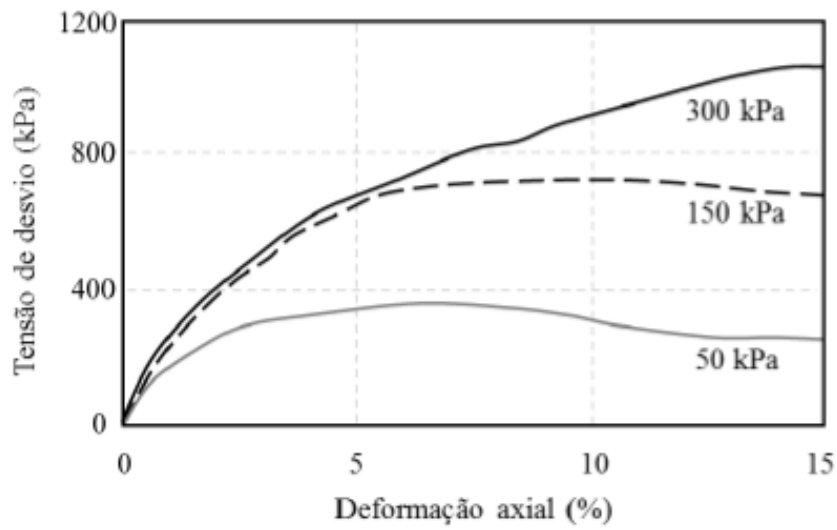


Figura 2.29- Variação da resistência do solo arenoso reforçado com a tensão de confinamento [Sieira (2003)].

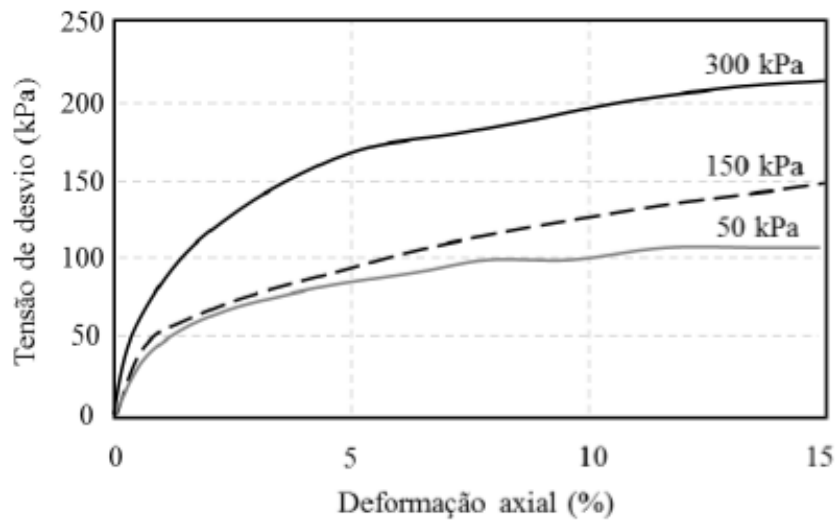


Figura 2.30- Variação da resistência do solo silto-argiloso reforçado com a tensão de confinamento [Sieira (2003)].

Noorzad e Mirmoradi (2010) a partir da realização de ensaios a provetes de argila reforçada com um número diferente de camadas de geossintéticos, obtiveram a mesma conclusão que Sieira (2003). Os resultados podem ser verificados na Figura 2.31, em que é apresentada a variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento.

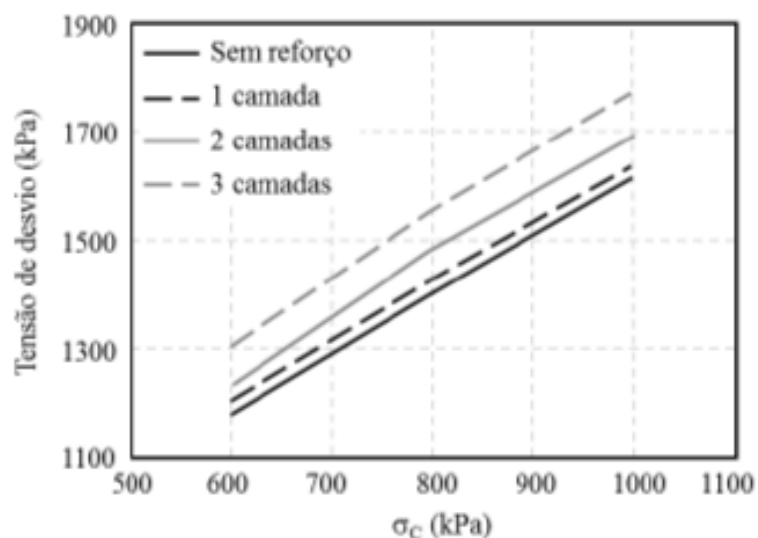


Figura 2.31- Variação da tensão axial na rotura com a tensão de confinamento [Noorzad & Mirmoradi (2010)].

2.4. Ensaio corte direto

Neste subcapítulo são apresentados resultados e conclusões de estudos que identificam os fatores que influenciam os ensaios de corte direto reforçado com geossintéticos, servindo assim como base de comparação com os resultados desta dissertação.

2.4.1. Influência do tamanho da abertura da geogrelha

Em seu caso de estudo, Sweta *et al.* (2018), realizaram uma série de ensaios de corte direto em larga escala ($450 \times 450 \times 300 \text{ mm}^3$) para investigar o comportamento do balastro não reforçado e reforçado com uma geogrelha a diferentes velocidades de ensaio. As características das cinco geogrelhas utilizadas em seus ensaios encontram-se no Quadro 2.5.

Quadro 2.5- Forma e tamanho das aberturas utilizadas em Sweta & Hussaini (2018).

Tipo de geossintético	Forma da abertura	Tamanho da abertura (mm)	
		MD*	CMD**
G1	Quadrado	39	39
G2	Triangular	46	46
G3	Retangular	34	36
G4	Triangular	69	69
G5	Quadrado	65	65

*MD: direção de fabrico; **CMD: direção perpendicular à de fabrico.

Sweta *et al.* (2018), a partir da Figura 2.32 concluíram que o valor médio do fator de eficiência da interface (α) para o balastro reforçado com as geogrelhas G2 e G3 é menor que a unidade, assim sendo, apresentando uma ineficiência na estabilização do balastro. Isto deve-se à ausência de imbricamento devido às aberturas menores das geogrelhas em

comparação com o tamanho das partículas. Contudo, as geogrelhas G1, G4 e G5 apresentaram valores maiores que a unidade, indicando que apresentaram melhor desempenho nos ensaios.

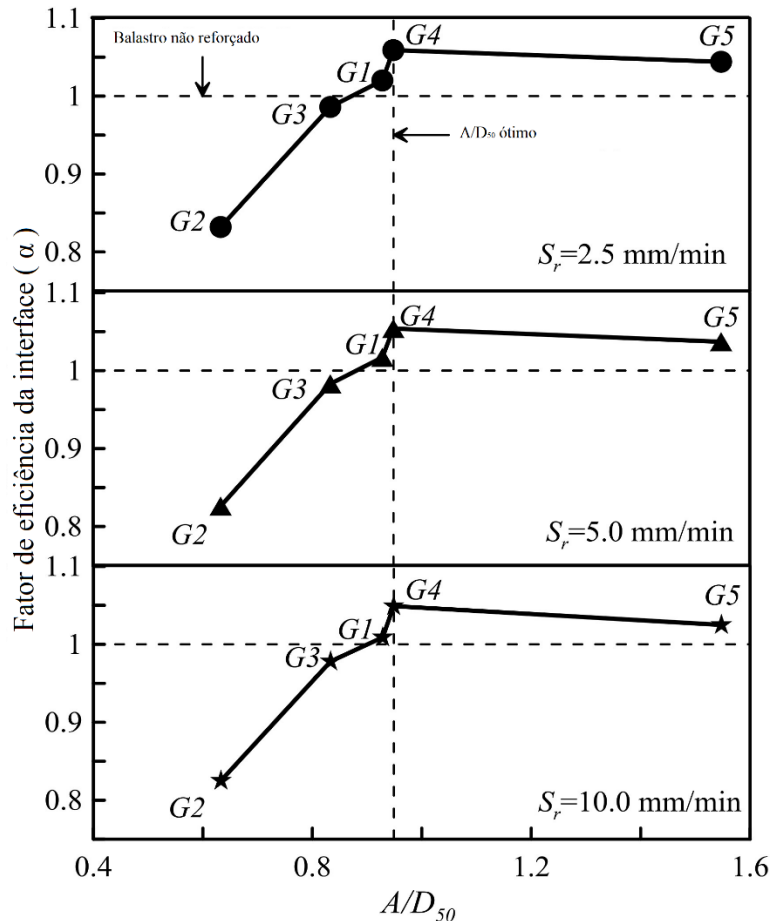


Figura 2.32- Variação do fator de eficiência da interface com A/D_{50} [Sweta *et al.* (2018)].

2.4.2. Influência no tamanho do agregado

O estudo realizado por Han *et al.* (2018) teve como objetivo investigar o efeito do tamanho do agregado no comportamento de tensão de corte (τ) da interface agregado-geogrelha. Foi utilizado calcário britado em partículas angulares para sub-angulares e dividido em três grupos, AGG1 (12,5 a 19mm), AGG2 (19 a 25 mm) e AGG3 (25 a 37,5 mm). As geogrelhas utilizadas foram uma biaxial (32 × 31 mm) e uma triaxial (46 × 46 mm).

As Figura 2.33 à Figura 2.35 mostram as curvas de deslocamento horizontal *versus* tensão de corte para interface agregado-agregado (N), agregado-geogrelha biaxial (R) e agregado-geogrelha triaxial (T) [Han *et al.* (2018)].

Han *et al.* (2018) ao analisar o gráfico do AGG1 (Figura 2.33) verificou que houve um aumento da tensão de corte ao aumentar a tensão normal. A tensão de corte aumentou

gradualmente para um pico de tensão durante o ensaio e depois diminuiu para uma tensão residual. Porém, o valor de pico da tensão de corte da interface agregado-geogrelha foi menores que o agregado não reforçado, independentemente da geogrelha.

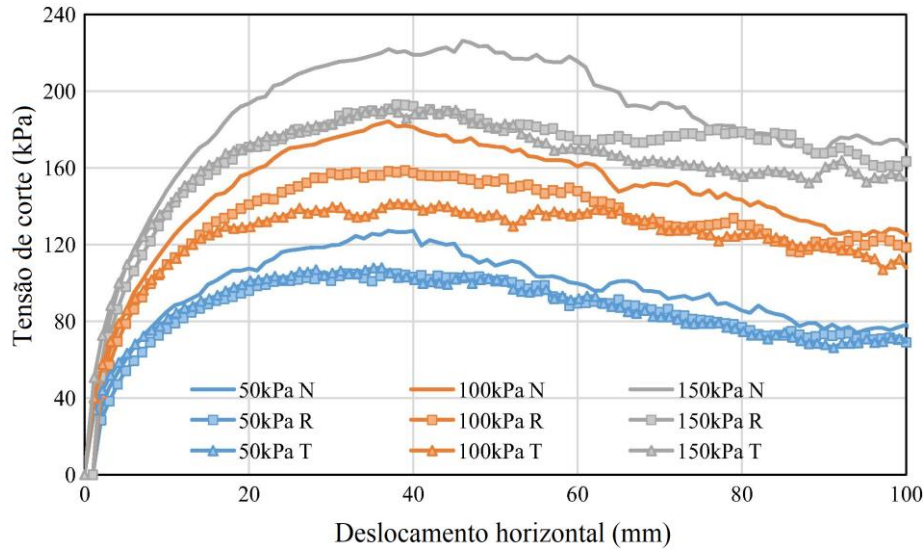


Figura 2.33- Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG1 [adaptado Han *et al.* (2018)].

Han *et al.* (2018) ao analisar a resposta do AGG2 (Figura 2.34) verificaram que as tensões de corte de pico do agregado não reforçado e do agregado reforçado com a geogrelha biaxial são próximos e um pouco maiores do que as do agregado reforçado com a geogrelha triaxial sob tensão normal de 50 e 100 kPa. Essa diferença tornou-se menor uma tensão normal de 150 kPa.

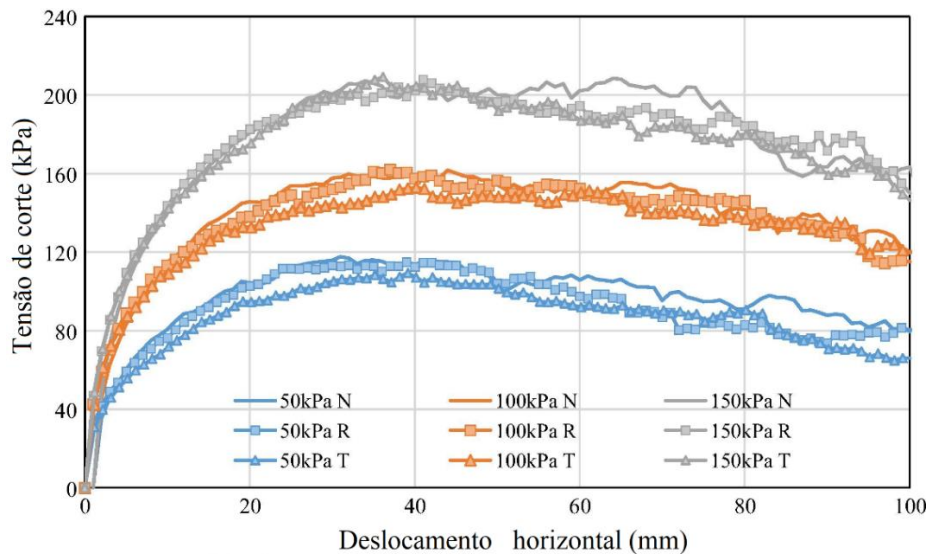


Figura 2.34- Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG2 [adaptado Han *et al.* (2018)].

De acordo com Han *et al.* (2018) para o AGG3 (Figura 2.35) houve algumas mudanças bruscas na tensão de corte que ocorrem de forma aleatória durante o ensaio em diferentes interfaces e diferentes valores para a tensão normal. Uma possível explicação, sugerida pelos autores, é a facilidade com que as partículas de AGG3 podem-se ter movido durante o ensaio, devido à sua maior dimensão relativamente aos outros agregados.

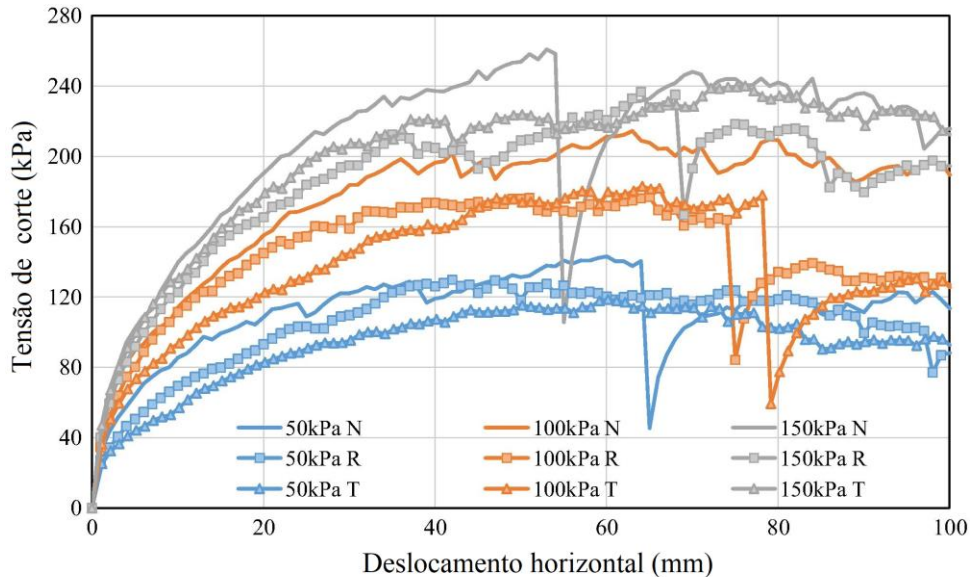


Figura 2.35-Gráfico da tensão de corte versus deslocamento horizontal do AGG3 [adaptado Han *et al.* (2018)].

2.4.3. Comportamento do corte direto entre o solo e a geogrelha

O comportamento do corte direto do solo não reforçado e reforçado com diferentes geogrelhas foi caso de estudo de Sweta *et al.* (2018). Na Figura 2.36 apresenta-se a razão de resistência (τ/σ_n) e deslocamento vertical (y) com deslocamento horizontal (x), nesta verificou-se que a inclusão das geogrelhas G1, G3, G4 e G5 aumentou a razão de resistência em comparação ao balastro não reforçado para uma tensão normal aplicada de 70 kPa e velocidade de ensaio 10 mm/min. Os autores atribuíram este aumento de tensão devido ao imbricamento de partículas de agregado nas aberturas da geogrelha. A geogrelha G2 apresentou uma razão de resistência menor do que o solo não reforçado, isto pode ter ocorrido por a geogrelha possuir tamanho menor da abertura, assim, não ocorrendo imbricamento de partículas nas aberturas da geogrelha.

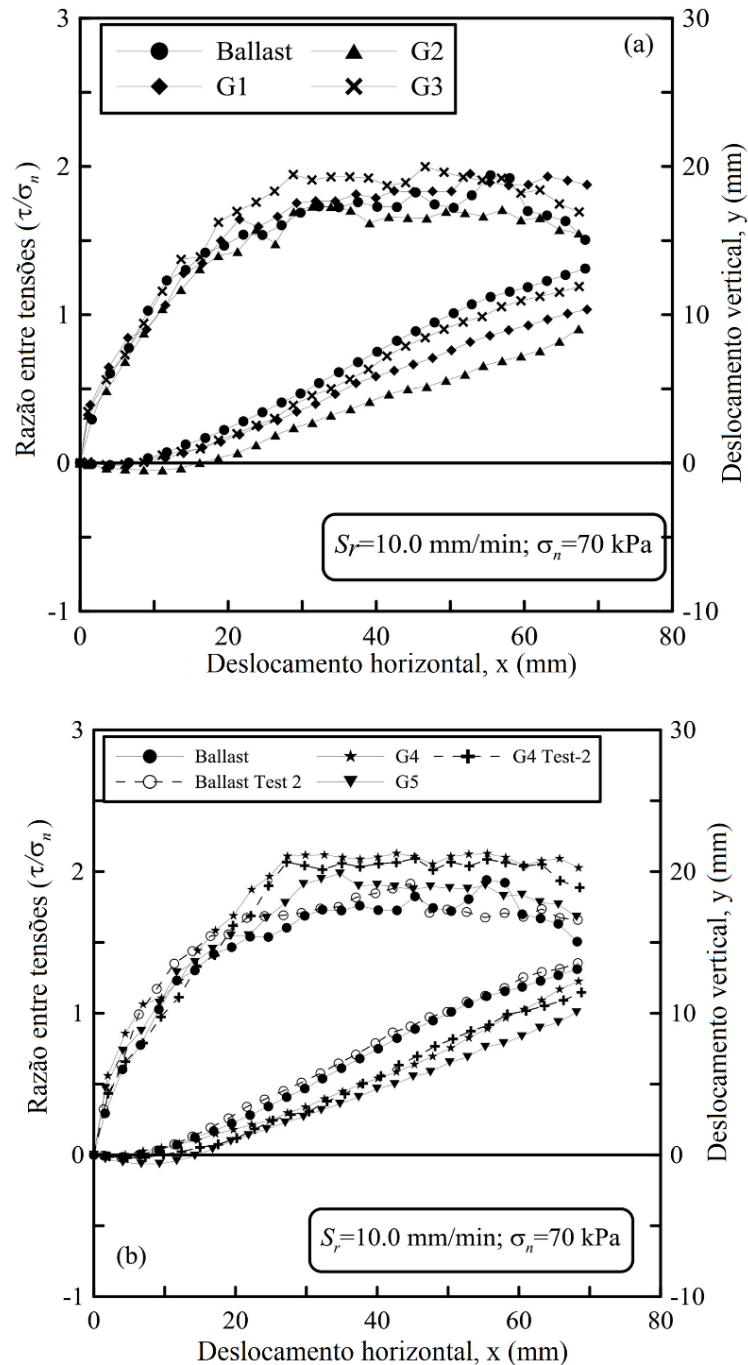
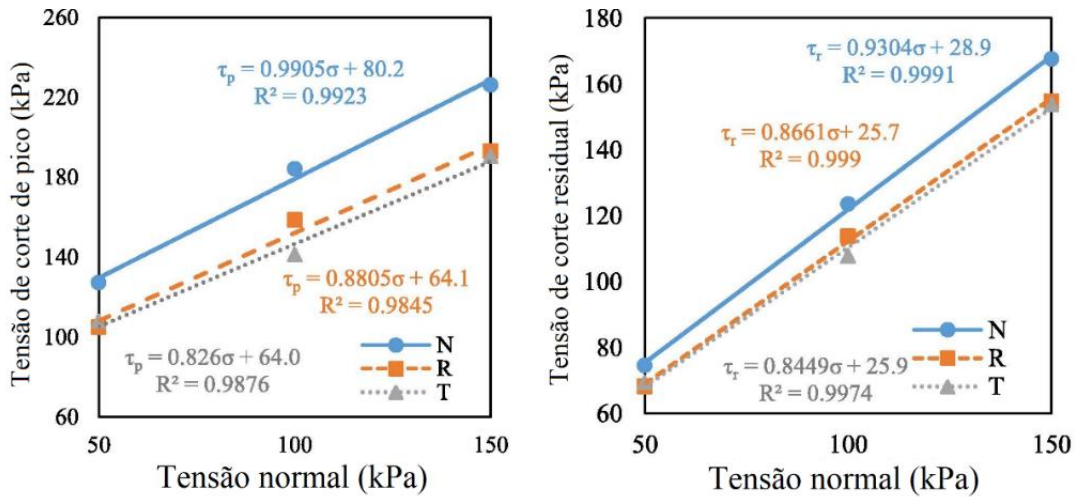


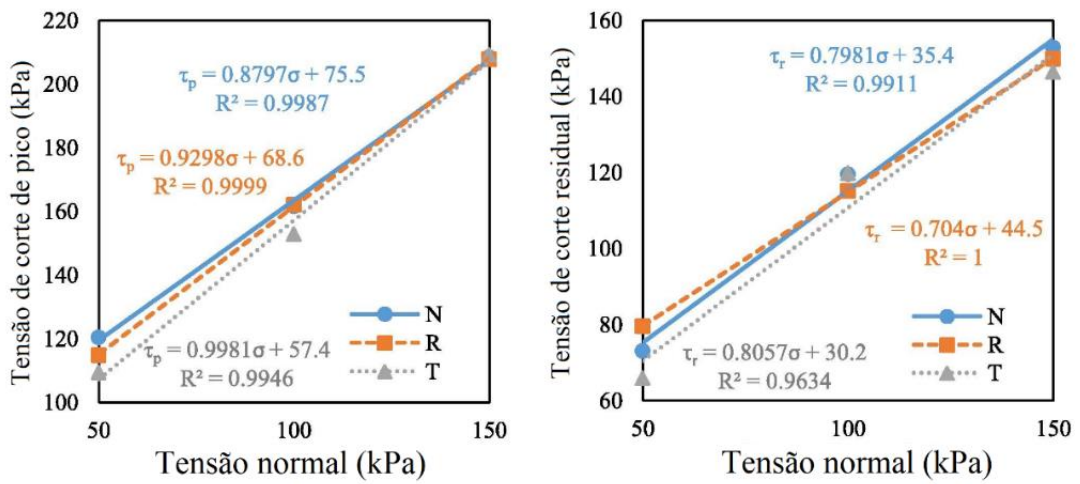
Figura 2.36- (a e b). Comparação da razão de tensões (τ/σ_n) e deslocamento vertical (y) com deslocamento horizontal (x) para balastro não reforçado e reforçado com geogrelha [adaptado Sweta *et al.* (2018)].

2.4.4. Tensão de corte de pico e resistência ao corte residual

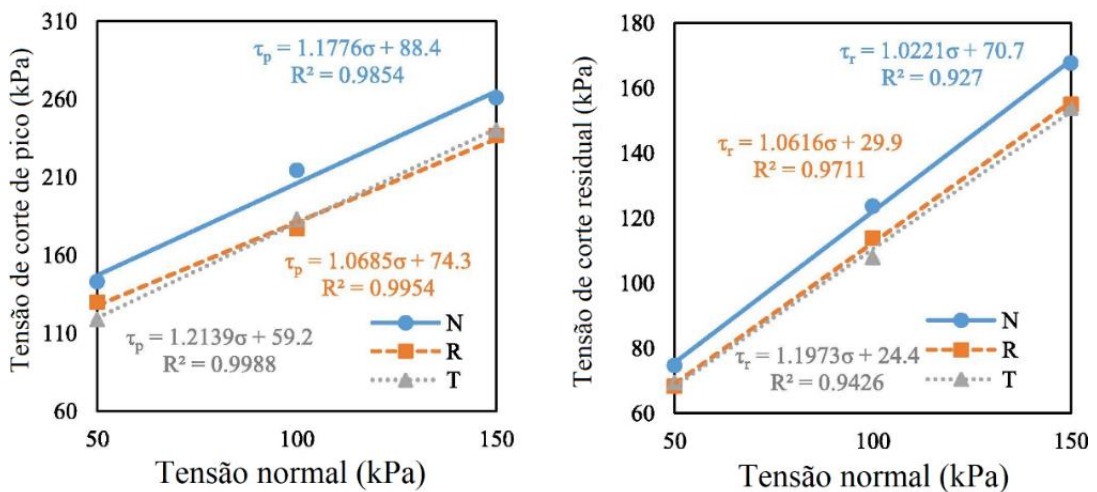
Han *et al.* (2018) ao analisarem as linhas de tendência da tensão de corte de pico (τ_p) e da tensão de corte residual (τ_r) *versus* tensão normal apresentadas na Figura 2.37, verificaram que as linhas apresentaram uma boa relação linear com a tensão normal, apresentando um elevado coeficiente de correlação ($R^2 \geq 0,9845$). Somente o AGG3 apresentou um baixo R^2 de 0,927, a apresentação de um R^2 baixo pode ser devido as ruturas abruptas das partículas.



(a) 12.5-19 mm



(b) 19-25 mm



(c) 25-37.5 mm

Figura 2.37- Linha de tendência da tensão de corte de pico e residual para AGG1, AGG2 e AGG3 [adaptado para Han *et al.* (2018)].

No Quadro 2.6 apresentam-se os parâmetros, coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ'), de pico e residuais calculados por Han *et al.* (2018). A coesão entre agregado-agregado apresentou-se maior do que a das geogrelhas agregado-biaxiais e geogrelhas agregado-triaxiais, tanto para a tensão de corte de pico como a tensão de corte residual para AGG1 e AGG3. Porém, não houve uma grande diferença na coesão do AGG2. O ângulo de atrito do agregado não reforçado foi maior do que o do agregado reforçado no AGG1, porém, não apresentou a mesma tendência para AGG2 ou AGG3, isto deve-se por possuírem partículas relativamente grandes e assim a tensão de corte de pico ou residual foram afetadas por algumas partículas serem esmagadas durante o teste.

Quadro 2.6- Parâmetros de pico e residual para agregados com e sem geogrelhas [adaptado Han *et al.* (2018)].

Material	Geogrelha	Coesão (c') (kPa)		Ângulo de atrito (ϕ') (°)	
		Pico	Residual	Pico	Residual
AGG1	-	80,2	28,9	44,7	42,9
AGG1	Biaxial	64,1	25,7	41,4	40,9
AGG1	Triaxial	64	25,9	39,6	40,2
AGG2	-	75,5	35,4	41,3	38,6
AGG2	Biaxial	68,6	44,5	42,9	35,1
AGG2	Triaxial	57,4	30,2	44,9	38,9
AGG3	-	88,4	70,7	49,7	45,6
AGG3	Biaxial	74,3	29,4	46,9	46,7
AGG3	Triaxial	59,2	24,4	50,5	50,1

Capítulo 3

Tema inicial: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar

3.Tema inicial: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar

Neste capítulo é apresentada a metodologia e as propriedades dos materiais considerados no caso estudo inicial, um solo fino, um geotêxtil e uma geogrelha. A caracterização das propriedades do solo fino procedeu-se no laboratório de geotecnia do departamento de engenharia civil da Universidade de Aveiro.

As propriedades físicas e mecânicas do geotêxtil não tecido foram consideradas as mesmas que o GTX disponíveis em Lopes (2011), e as propriedades físicas da geogrelha que seria utilizada foram consideradas as mesmas que GG utilizada em Carlos (2016), isto deve-se ao facto dos geossintéticos que seriam utilizados nos ensaios CBR serem os mesmos utilizados por esses autores.

3.1.Metodologia experimental

O ensaio CBR vem para caracterizar a resposta força-penetração de solos não reforçados e reforçados com geossintéticos, podendo se realizar *in situ*, ensaios laboratoriais e estudos analíticos ou análises numéricas.

Para a determinação do parâmetro CBR, em Portugal, utiliza-se a Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) E198 (1967) que regulamenta o procedimento de ensaio.

O ensaio CBR consiste na penetração de um pistão no provete de solo a uma determinada velocidade, sendo que o CBR é representado em percentagem e para a determinação do mesmo é necessário saber penetração a 2,5 mm ($CBR_{2,5\text{ mm}}$) e a 5 mm ($CBR_{5\text{ mm}}$). O ensaio deve ser repetido quando o valor de CBR obtido para 5 mm de penetração for maior do que o obtido para 2,5 mm de penetração, para que seja verificado a repetibilidade do resultado. Se isto acontecer, o resultado a assumir deve ser o mais elevado.

Por vezes é necessário realizar correções à curva força-penetração obtida no ensaio. Na Figura 3.1 pode verificar-se que na parte inicial da curva apresenta uma concavidade, esta deve ser corrigida. Para a correção desta concavidade deve-se traçar uma tangente ao ponto de inflexão da concavidade da curva força-penetração [E198 (1967)].

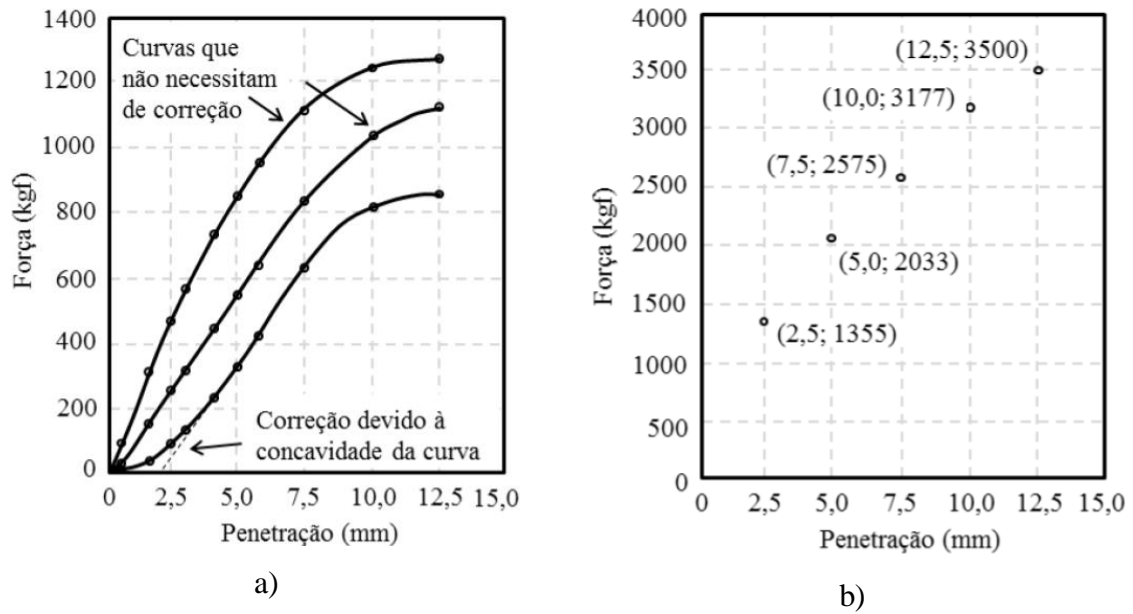


Figura 3.1-Curvas força-penetração do ensaio CBR: a) correção devido à concavidade da curva; b) valores força-penetração do provete padrão [Carlos (2016)].

Neste estudo seriam realizados ensaios CBR a provetes de solo não reforçado e reforçado com geossintéticos, a capacidade de carga e a deformabilidade do solo (reforçado e não reforçado) seria avaliada recorrendo a ensaios CBR tradicionais e modificados: i) solicitação monotónica com razão de penetração constante; ii) com ciclos de descarga-recarga.

3.2. Propriedades do solo

O solo encontrava-se armazenado no laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, como mostra a Figura 3.2. Devido a isso foi feito primeiro uma mistura do solo armazenado para ter um solo mais homogéneo.



Figura 3.2- Solo armazenado.

3.2.1. Análise granulométrica

A análise granulométrica serve para definir a composição granulométrica de um solo, ou seja, para determinar a distribuição, em percentagem, do peso total das partículas de uma amostra de um solo, de acordo com as suas dimensões.

A análise granulométrica consiste numa amostra de solo, de peso conhecido, passar por uma série normalizada de peneiros de malha (quadrada) de dimensões crescentes, em que o material retido num determinado peneiro representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro, esse material retido é pesado para averiguar a percentagem que representa do peso total da amostra.

Através da realização de ensaios de peneiração pela norma ISO 17892-4 (2016) e para as partículas de dimensão inferior a 0,074 mm, o estudo foi realizado a partir dos resultados granulométricos *Sedigraph*, obtendo-se assim na Figura 3.3 a curva de distribuição granulométrica do solo considerado no estudo.

As frações de argila, silte, areia e cascalho que encontram-se no solo são 34,2 %, 31,1 %, 31,6 % e 3,1 %, respetivamente.

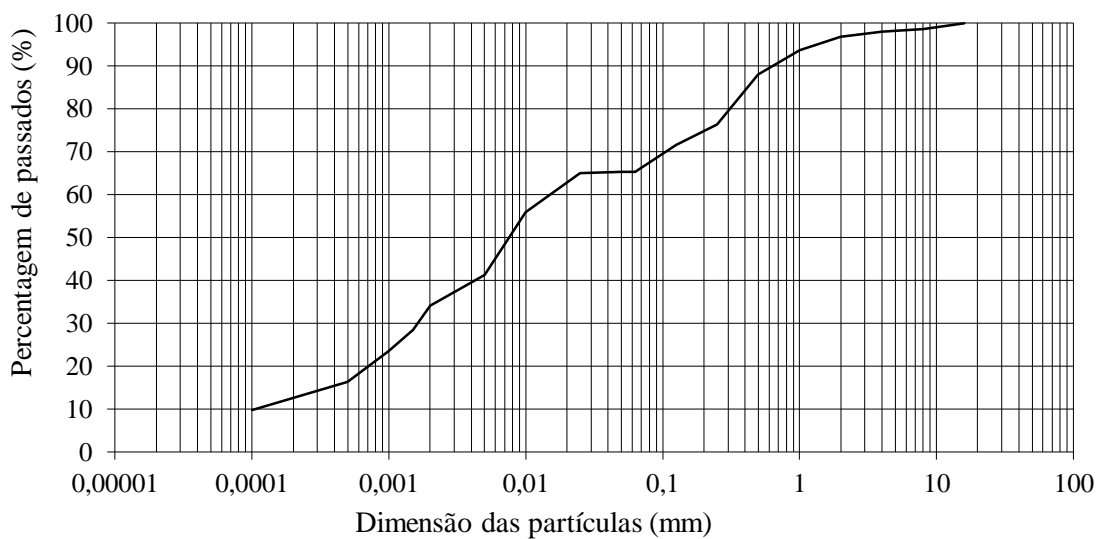


Figura 3.3- Distribuição granulométrica do solo estudado.

A partir da análise granulométrica retiram-se os diâmetros equivalentes a 10, 30 e 60% de partículas passadas (D_{10} , D_{30} , D_{60} , respetivamente). Através desses parâmetros é possível calcular o coeficiente de uniformidade (C_U) e o coeficiente de curvatura (C_C) através das Equações 1 e 2. Os parâmetros obtidos são apresentados no Quadro 3.1.

O C_U mostra a variedade de dimensões das partículas dos solos enquanto o C_C mostra a forma

da curva granulométrica entre D_{10} e D_{60} . Basicamente, estes dois parâmetros permitem referir se o solo é bem graduado, mal graduado ou uniforme. A partir da análise dos resultados obtidos para os dois parâmetros verifica-se que o solo é bem graduado.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \quad (2)$$

Quadro 3.1- Coeficientes de uniformidade e de curvatura do solo.

	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	C_U	C_C
Solo	0,0001	0,0018	0,016	160,0	2,03

3.2.2.Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg (ou limites de consistência) de um solo são o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Estas grandezas estabelecem as fronteiras entre os diferentes estados (líquido, sólido ou pastoso) dos solos e são determinados segundo as normas ISO/TS 17892-6 (2004) e ISO/TS 17892-12 (2018).

A determinação destes limites é somente aplicável a solos com cerca de 30% ou mais, em peso, de partículas inferiores a 0,05 mm, excluindo-se, portanto, os solos predominantemente arenosos. Para a execução dos ensaios empregam-se pastas constituídas unicamente com a fração que passa no peneiro nº 4.

A partir dos limites de Atterberg foram determinadas outras grandezas: parâmetros índice de plasticidade do solo (I_P), índice de consistência do solo (I_C) e o nível de atividade das argilas (A_t), através das Equações 3 a 5.

$$I_P = w_L - w_P \quad (3)$$

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (4)$$

$$A_t = \frac{I_P}{\% \text{ partículas } < 2\mu\text{m}} \quad (5)$$

Para determinar o limite de plasticidade deve-se preparar uma pasta de solo e a partir dela moldar quatro amostras de forma esférica e volume semelhante. Pega-se em cada uma das esferas e por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro de modo a formar um filamento cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro. Esse procedimento deve-se repetir até que o cilindro de solo rompa-se ao atingir os 3 mm, sendo que o teor em água deve ser o menor possível. O ensaio é realizado em quatro provetes (P1, P2, P3 e P4) e o limite de

plasticidade é a média dos quatro teores em água determinados através deste ensaio. No Quadro 3.2 resumem-se os resultados obtidos para o solo em estudo, recolhido na marinha de sal da Universidade de Aveiro.

Quadro 3.2- Dados para cálculo do limite de plasticidade.

	P1	P2	P3	P4
Massa recipiente (g)	50,54	46,41	47,68	48,51
Massa recipiente + amostra húmida (g)	52,43	49,34	49,96	51,25
Massa recipiente+ amostra seca (g)	52,07	48,80	49,59	50,70
w (%)	23,53	22,59	19,37	25,11
w_p				22,65

O limite de liquidez pode ser determinado através de dois métodos: o método de Casagrande e o método *fall-cone test*.

O método que usa a concha de Casagrande consiste em colocar uma pasta de solo na concha de Casagrande (Figura 3.4) que possui uma forma semiesférica. Com um riscador é executado um sulco no meio da pasta de solo, separando-o em duas partes. Em seguida, a concha de Casagrande é deixada cair repetidamente de uma altura de 10 mm sobre uma base de borracha, mole ou rija, através do uso de um mecanismo de manivela e engrenagem. Ao girar a manivela numa cadência de duas pancadas por segundo, o sulco aberto fechar-se-á e quando a parte inferior das duas metades se tocar, em pelo menos 1 cm, o ensaio termina com a anotação do número de pancadas e a recolha de uma porção de solo na zona de contato para determinação do teor em água. O Quadro 3.3 resume os resultados do ensaio realizado.



Figura 3.4- Concha de Casagrande.

Quadro 3.3-Resultados do método da concha de Casagrande.

	L1	L2	L3	L4
Massa recipiente (g)	48,20	48,52	69,84	68,73
Massa recipiente + amostra húmida (g)	58,24	63,98	90,13	81,69
Massa recipiente+ amostra seca (g)	55,67	59,30	84,45	78,36
Teor em água, w (%)	34,40	43,41	38,88	34,58
Nº de pancadas	29	10	18	38

O método *fall-cone test* consiste num aparelho com um cone metálico com 35 mm de comprimento, ligado a uma haste metálica, essa haste pode ser fixa ou deixada cair sobre uma pasta de solo (Figura 3.5).

Adiciona-se água a uma amostra de dolo e mistura-se para formar uma pasta. Em seguida a pasta é colocada numa taça cilíndrica metálica e nivelada, seguidamente posiciona-se o cone à superfície da pasta, tocando-a, e depois é libertado de forma a penetrar na massa de solo devido ao seu peso próprio por 5 segundos. Após a queda, é anotada quanto o cone penetrou na massa de solo e em seguida é retirada uma porção de solo na zona de contato do cone para determinação do teor em água. Após a realização do ensaio *fall-cone test* se obteve os seguintes resultados apresentados no Quadro 3.4.



Figura 3.5- Instrumento para determinar o limite de liquidez pelo *fall-cone test*.

Quadro 3.4- Resultados do método *fall-cone test*.

	L1	L2	L3	L4
Massa recipiente (g)	48,20	48,52	69,84	67,71
Massa recipiente + amostra húmida (g)	58,24	63,98	90,13	75,97
Massa recipiente+ amostra seca (g)	55,87	59,55	85,06	73,99
w (%)	30,90	40,16	33,31	31,53
Penetração (mm)	15,10	24,50	18,70	10,10

O método *fall-cone test* é recomendado pelas normas britânicas, ao invés do método que usa a concha de Casagrande (Coelho, 2000). Este é recomendado, por apresentar menor interferência humana, melhor reprodutibilidade de resultados e menor variação de equipamentos. Além disso, possui maior sensibilidade, pois em solos com muito reduzida plasticidade obtém o limite de liquidez, enquanto através da concha de Casagrande são muitas vezes considerados como não-plásticos.

No Quadro 3.5 apresenta-se o resumo dos resultados dos limites de Atterberg para os ensaios pelo método de Casagrande e pelo método *fall-cone test*. Verificou-se que o índice de consistência obtido através dos dois métodos apresentaram uma consistência dura ($I_C > 1,00$) e a atividade da argila apresentou uma classificação de pouco ativa ($A_t < 0,75$).

Quadro 3.5-Resumo dos resultados dos limites de Atterberg.

	Limites de Atterberg				
	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	I _C	A _t
Método de Casagrande	36,61	22,65	13,96	1,08	0,41
Método <i>fall-cone test</i>	40,05		17,40	1,06	0,51

3.2.3. Classificação do solo

O solo foi classificado segundo o triângulo de *Feret* e também pela classificação unificada, descrita na ASTM D2487 (2011), estas classificações estão resumidas na Figura 3.6 e na Figura 3.7. As duas classificações do solo apresentaram o mesmo resultado, argila siltosa.

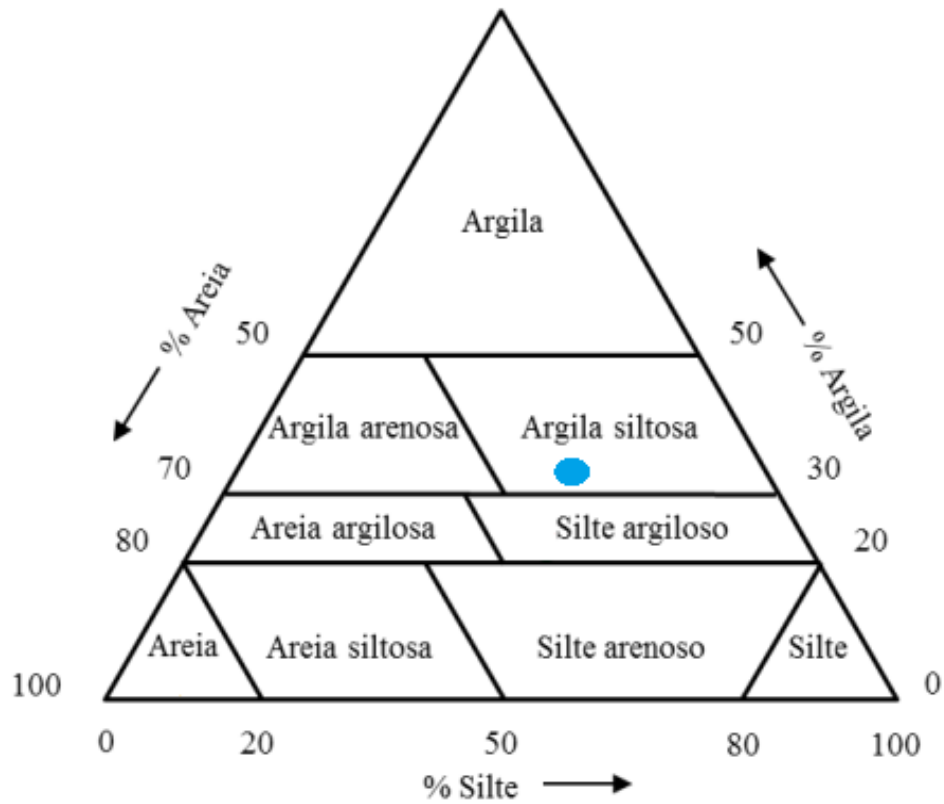


Figura 3.6- Representação do solo considerado no Triângulo de *Feret*.

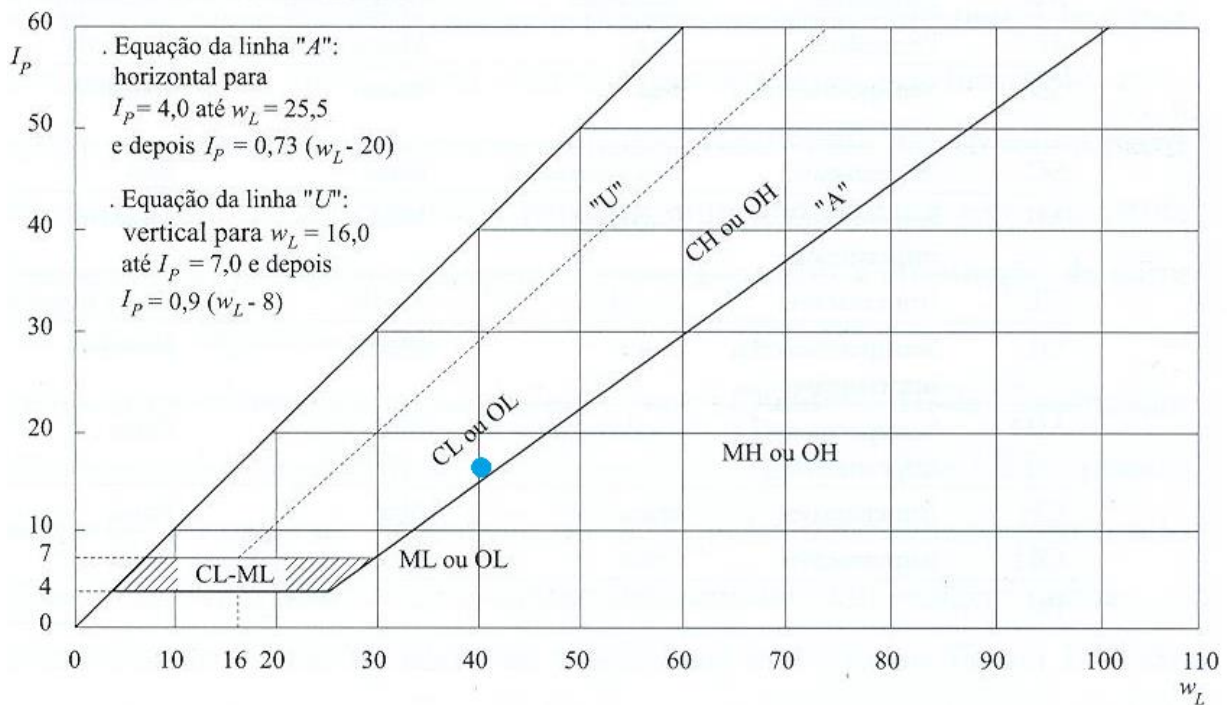


Figura 3.7- Representação do solo considerado na Carta de Plasticidade de Casagrande.

3.2.4. Propriedades físicas do solo

Para a quantificação das propriedades físicas do solo foram realizados os procedimentos das normas ISO/TS 17892-3 (2015) para a obtenção da densidade das partículas sólidas (G_s), ISO/TS 17892-1 (2014) para a obtenção do teor em água (w), ISO/TS 17892-2 (2014) para a obtenção do peso volúmico natural do solo (γ_{nat}), para o mesmo recorreu-se ao método da parafina. Através das Equações 6 a 9 obteve-se o peso volúmico seco do solo (γ_d), o peso volúmico das partículas (γ_s), o índice de vazios (e) e o grau de saturação (S). No Quadro 3.6 apresentam-se as propriedades físicas do solo.

Quadro 3.6-Propriedades físicas do solo.

	w	γ_{nat}	γ_d	G_s	γ_s	e	S
	%	kN/m ³	kN/m ³	-	kN/m ³	-	%
Solo	21,54	17,78	14,63	2,65	25,98	0,78	73,18

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{nat}}{1+w} \quad (6)$$

$$\gamma_s = G_s \times \gamma_w \quad (7)$$

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (8)$$

$$S = \frac{G_s w}{e} \quad (9)$$

3.2.5. Propriedades de compactação do solo

Para determinar as propriedades de compactação do solo, densidade seca máxima (ρ_{dmax}) e teor em água ótimo ($w_{ótimo}$), os ensaios laboratoriais de compactação do tipo Proctor surgiram da necessidade de controlar os resultados conseguidos durante os trabalhos de compactação em obra.

O ensaio está normalizado e consta da especificação do LNEC E197-1966, o ensaio consiste na compactação de uma amostra de solo num molde através de um determinado número de pancadas com um pilão de um dado peso caindo de uma altura especificada sobre as camadas de solo, esse procedimento é repetido com diferentes quantidades de água adicionadas ao solo para permitir assim obter a curva de compactação.

As especificações da norma LNEC E197-1966 define os tipos de compactação seguinte:

- compactação leve (Proctor normal) em molde pequeno;
- compactação leve (Proctor normal) em molde grande;
- compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno;
- compactação pesada (Proctor modificado) em molde grande;

As especificações encontram-se no Quadro 3.7.

Quadro 3.7- Especificações do Ensaio Proctor (E 197-1966 LENEC).

		Tipos de compactação			
		Leve (Proctor normal)		Pesada (Proctor modificado)	
Molde	diâmetro(mm)	102	152	102	152
	altura (mm)	117	114	117	114
Pilão (kg)		2,49	2,49	4,54	4,54
Altura de queda (cm)		30,5	30,5	47,5	47,5
Nº de camadas		3	3	5	5
Nº de pancadas por camadas		25	55	25	55

Para a determinação das propriedades de compactação foi utilizado o ensaio de Proctor modificado com molde pequeno (102 mm). Foi possível obter a curva de compactação do solo apresentada na Figura 3.8. O ponto máximo das curvas de compactação corresponde ao valor do teor em água do solo que permite obter a sua máxima compactação. Assim, obteve-se $\rho_{dm\acute{a}x.} = 1,325 \text{ g/cm}^3$ e $w_{\acute{o}ti.} = 12,95 \%$.

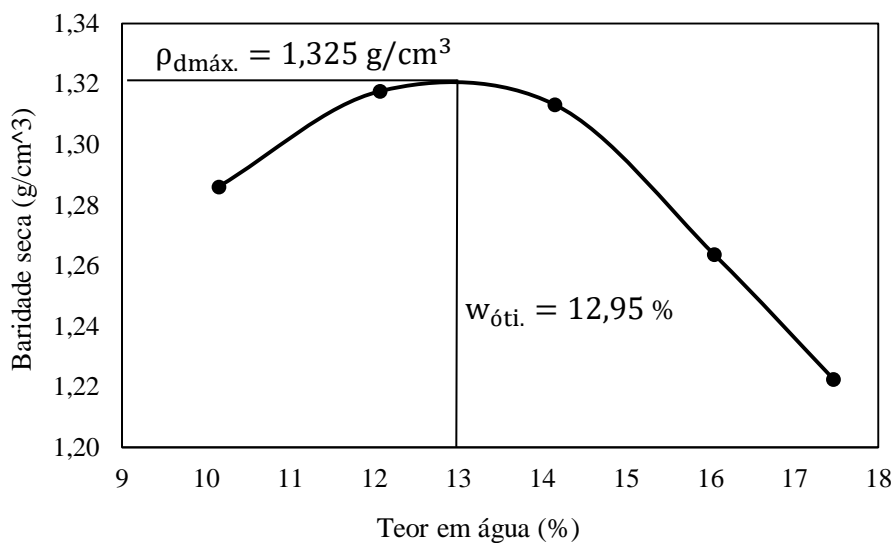


Figura 3.8- Curva de compactação do solo

3.2.6. Capacidade de carga do solo

A capacidade de carga do solo foi medida através do ensaio laboratorial CBR. O ensaio CBR (Figura 3.9) foi efetuado segundo o procedimento da especificação E 198 (LNEC, 1967). Em que consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir a resistência a penetração de um pistão num provete e solo, essa relação é expressa em percentagem. A penetração no solo ocorre por um pistão de 50 mm de diâmetro, com uma velocidade

constante de 1 mm/min.



Figura 3.9- Prensa eletromecânica para ensaio CBR.

O índice CBR, expresso em percentagem, corresponde ao maior valor resultante das Equações 10 e 11, em que necessita-se saber o CBR correspondente a 2,5 mm de penetração ($CBR_{2,5\text{ mm}}$) e o CBR correspondente a 5,0 mm de penetração ($CBR_{5\text{ mm}}$). Os resultados do ensaio CBR encontram-se no Quadro 3.8 e na Figura 3.10.

$$\frac{\text{Força de penetração a 2,5 mm (em kgf)}}{1355} \times 100 \quad (10)$$

$$\frac{\text{Força de penetração a 5 mm (em kgf)}}{2033} \times 100 \quad (11)$$

Quadro 3.8- Resultados do ensaio de CBR.

Ensaio		Parâmetros do ensaio			Resultados		
Nº	Tipo	w %	w _{real} %	Nº de pancadas un	CBR _{2,5 mm} %	CBR _{5 mm} %	F _{máx} kgf
I	Imerso	12,95	15,41	12	6,4	5,7	86,82
II	Imerso	12,95	15,16	25	13,0	12,4	176,39
III	Imerso	12,95	15,31	55	20,7	22,5	456,88

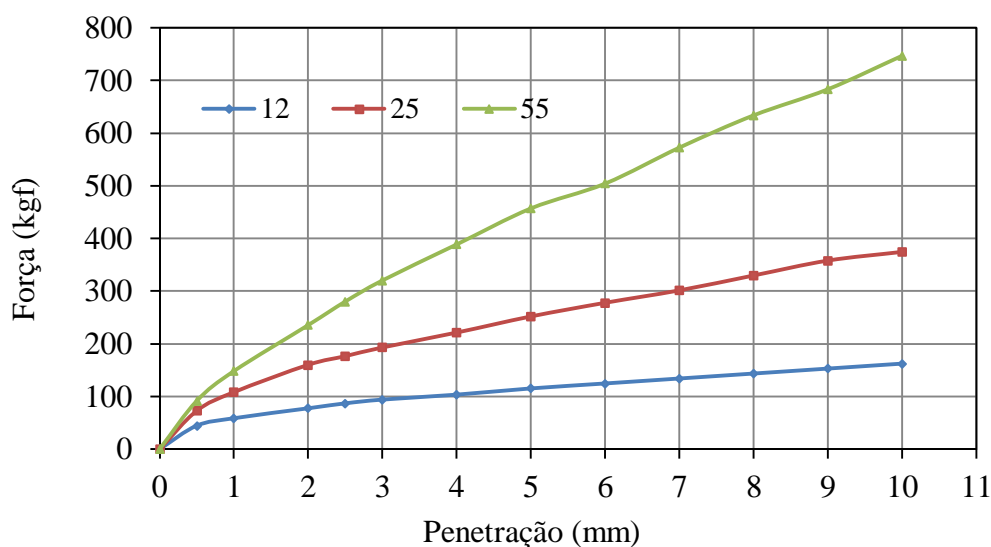


Figura 3.10- Curvas força-penetração dos ensaios CBR.

3.2.7. Propriedades de compressibilidade do solo e consolidação do solo

Para a determinação das propriedades de compressibilidade e consolidação do solo foi utilizado o ensaio edométrico, seguindo as recomendações da norma ISO/TS 17892-5 (2017). As propriedades que foram determinadas através do ensaio foram: coeficiente de consolidação vertical (c_v); índice de compressão (C_c); coeficiente de compressibilidade (a_v); e coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v).

Após a realização dos ensaios edométricos foi feito um tratamento dos dados e assim obtiveram-se as propriedades de compressibilidade e consolidação do solo, apresentadas no Quadro 3.9. Através dos parâmetros c_v e m_v foi possível estimar a permeabilidade vertical do solo fino (k_v) para diferentes níveis de confinamento. Para tal, foi utilizada a Equação 12 referida por Matos-Fernandes (2012). Os resultados desta propriedade variam entre 0,45 e $9,27 \times 10^{-10}$ m/s. Por fim, pode dizer-se que o grau de sobreconsolidação do solo (OCR) sugere que o solo, em estado de armazenamento, encontrava-se ligeiramente sobreconsolidado ($OCR > 1$).

$$c_v = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \Leftrightarrow k_v = c_v m_v \gamma_w \quad (12)$$

Quadro 3.9- Propriedades de compressibilidade e consolidação do solo.

	c_v	C_c	a_v	m_v	OCR
	$10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$	-	10^{-4}kPa^{-1}	10^{-4}kPa^{-1}	-
Solo	2,66 a 3,46	0,11	0,15 a 89	0,13 a 89	1,75

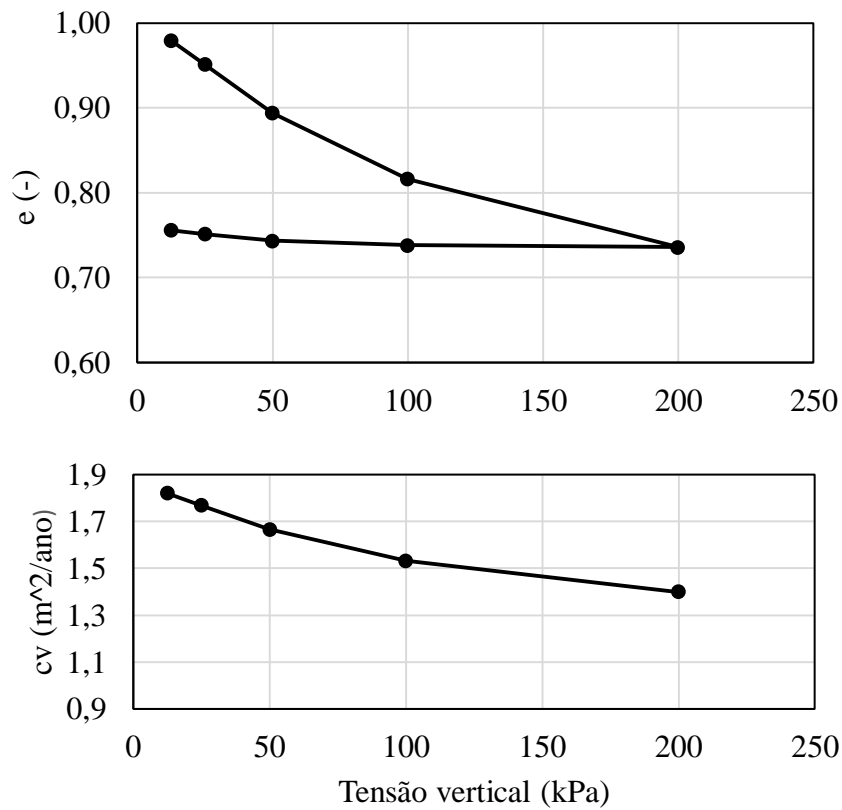
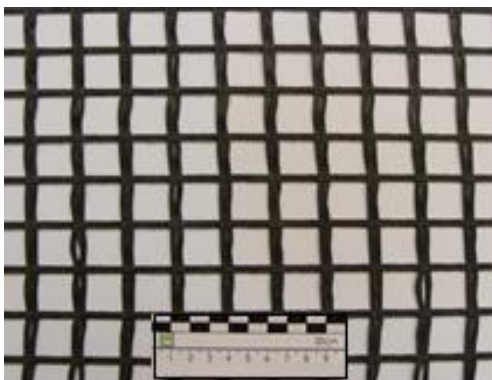


Figura 3.11- Variação do índice de vazios (e), do coeficiente de consolidação vertical (c_v) do solo com a tensão vertical.

3.3. Propriedades dos geossintéticos

Os geossintéticos (Figura 3.12), geogrelha (GG) e geotêxtil não tecido (GTX), que seriam utilizados para os ensaios CBR encontravam-se armazenados no laboratório de geotecnia do departamento de engenharia civil da Universidade de Aveiro.



a)



b)

Figura 3.12- Geossintéticos considerados no estudo: a) GG; b)GTX.

3.3.1. Propriedades físicas

As propriedades físicas da geogrelha quantificadas por Carlos (2016) foram a espessura, a massa por unidade área (μ) e as dimensões das aberturas (S_g). As normas utilizadas para a determinação dessas propriedades foram: NP EN ISO 9863-1 (2006) para a determinação da espessura e NP EN ISO 9864 (2006) para a determinação da massa por unidade de área. Porém, devido a espessura variar dependendo do ponto em que é registrada, é maior nos nós das geogrelhas, devido a isso sempre que possível foi retirada a espessura nos nós da geogrelha, assim sendo, houve alteração na obtenção da espessura e da massa por unidade de área. A massa por unidade de área da geogrelha foi obtida através da pesagem de um provete com 1 m² de área. A dimensão das aberturas da malha da geogrelha foi obtida através da média das medições realizadas a cinco aberturas diferentes, em que foram obtidas através do uso de uma craveira.

A propriedade física apresentada por Lopes (2011) foi apenas a massa por unidade de área. No Quadro 3.10 são apresentados os resultados obtidos.

Quadro 3.10- Propriedade física da geogrelha.

Propriedades	GG	GTX
Espessura (mm) (para 2kPa de tensão)	1,72/-*	*
μ (g/m ²)	252	1000
S_g (mm)	25/25	-

*não encontra-se disponível a espessura de GTX-N.

3.3.2. Propriedades mecânicas

As propriedades mecânicas dos geossintéticos quantificadas foram a extensão na força máxima (ϵ_{max}) e a resistência a tração máxima (RT_{max}), estas são apresentadas no Quadro 3.11. Sendo que estas propriedades da GG foram obtidas através de ensaios de tração em tiras largas seguindo a norma NP EN ISO 10319 (2005). As propriedades disponíveis de GTX são propriedades nominais, logo, de inteira responsabilidade do fabricante do referido material.

Quadro 3.11- Propriedades mecânicas do GG e da GTX.

Propriedades	GG	GTX
RT_{max} (kN/m)	50,8	55
ϵ_{max} (%)	8,7	105

Capítulo 4

Tema final: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar

4.Tema final: metodologia e caracterização experimental dos materiais a estudar

Neste capítulo são apresentados as propriedades dos materiais utilizados nos ensaios de corte direto, um agregado obtido por semelhança com um balastro ferroviário e duas micro-geogrelhas, as condições iniciais, os procedimentos que foram utilizados no ensaio e análise que foi feita nos dados fornecidos.

4.1.Metodologia experimental

4.1.1.Condições iniciais

Para iniciar o programa de ensaios, o balastro ferroviário foi peneirado através dos peneiros com aberturas de 20, 16,7, 13,4, 10,6 e 7,6 (mm). Após a peneiração foi feita uma lavagem para a remoção de poeira e outros materiais indesejados e o balastro foi seco numa estufa. Após a secagem do material, fez-se a mistura das partículas de várias dimensões para formar o agregado a ensaiar.

Dado que todos os provetes foram ensaiados secos, os provetes reforçados são sistemas trifásicos, formados pelos vazios (ar), partículas de solo (grãos) e reforços. Estas fases foram tratadas separadamente e as relações entre fases utilizadas são apresentadas nas Equações 13 a 15.

As micro-geogrelhas utilizadas como reforço são assumidas como fibras, por serem distribuídas aleatoriamente na matriz formada pelas partículas sólidas. Esta é a abordagem adotada em Ajayi *et al.* (2017), em que consideram-se as fibras de forma independente das partículas sólidas e dos vazios, usando-se o volume de partículas sólidas (V_s) como denominador comum.

Na Equação 13 o índice de vazios é a proporção entre o volume de vazios (V_v) e o volume das partículas sólidas (V_s). A razão volumétrica de fibras (V_{fr}) é a razão entre o volume de fibras (V_f) e o volume de partículas sólidas (Equação 14). Deste modo, pode calcular-se o volume específico (v) que é a razão entre o volume total (vazios, fibra e sólidos) e o volume de partículas sólidas (Equação 15).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (13)$$

$$V_{fr} = \frac{V_f}{V_s} \quad (14)$$

$$v = \frac{V_s + V_f + V_v}{V_s} = 1 + e + V_{fr} \quad (15)$$

O volume específico inicial (v_0) dos provetes não reforçados (v_{nref}) e o volume específico inicial dos provetes reforçados (v_{ref}) eram iguais, i.e.. Porém, os provetes não reforçados apresentavam um índice de vazios inicial ($e_{0,nref}$) maior do que o índice de vazios inicial dos provetes reforçados ($e_{0,ref}$), considerando somente as partículas sólidas (Equação 16).

$$v_{nref} = v_{ref} \Leftrightarrow 1 + e_{0,nref} = 1 + e_{0,ref} + V_{fr} \Leftrightarrow e_{0,nref} = e_{0,ref} + V_{fr} \quad (16)$$

4.1.2. Procedimentos de ensaio

O programa apresentado no Quadro 4.1 refere-se aos ensaios de corte direto do agregado (balastro à escala 1/3) não reforçado e em provetes do mesmo agregado reforçado com as duas micro-geogrelhas, mGG1 e mGG2.

Os ensaios de corte direto foram realizados numa caixa de 300 x 300 x 168 mm³, sendo esta caixa adequada para o ensaio de materiais de partículas com o tamanho máximo de até 37,5 mm [Head (2014)].

Quadro 4.1- Programa do ensaio implementado e condições iniciais.

Provete	σ_n (kPa)	V_{fr} (%)	v (-)	Índice de vazios inicial, e_0
Não reforçado nref	50, 100 (x 2), 150	0	1,85	0,85
Reforçado mGG1	50, 100 (x 2), 150	11	1,85	0,74
Reforçado mGG2	50, 100 (x 2), 150	11	1,85	0,74

A preparação dos ensaios não reforçados ocorreram da seguinte forma:

- mistura de todo o balastro num balde para obter uma mistura uniforme;
- colocação do agregado na caixa de corte direto em camadas (Figura 4.1-a)); compactação de cada camada do provete utilizando o martelo padrão aplicando 20 pancadas e medindo a altura do provete da parte superior da caixa de corte direto;
- colocação de uma camada de borracha no topo do provete (Figura 4.1- b)) para a distribuição uniforme da força normal na superfície irregular do provete;
- em cima da camada de borracha é colocada uma placa e na parte superior da placa são colocados sensores para a medição do deslocamento vertical (Figura 4.1-c));
- os parafusos da caixa de corte direto são apertados antes de aplicar a tensão normal para manter as duas metades da caixa juntas;
- aplicação da tensão normal de 50, 100 ou 150 kPa;
- os parafusos da caixa de corte diretos são retirados;
- inicia-se o ensaio.



a)



b)



c)

Figura 4.1- Caixa de corte direto com: a) agregado; b) camada de borracha; c) a placa superior e os sensores.

O equipamento incluía células de carga internas, para registrar as forças axial e de corte. Os deslocamentos horizontais e verticais foram medidos usando sensores lineares de deslocamento variável (LVDTs). Para registrar deslocamentos verticais foram usados três LVDTs: um no centro da caixa de teste, um na extremidade frontal e outro na parte traseira da caixa de teste.

Os ensaios foram terminados quando foi alcançado um deslocamento horizontal de 50 mm. Cada provete foi ensaiado com novo agregado, para evitar a influência de partículas fragmentadas nos resultados.

4.2. Propriedades do agregado

No ensaio de corte direto foi utilizado um agregado obtido aplicando relações de escala a um balastro ferroviário. Para a realização dos ensaios, o agregado foi peneirado e lavado, para a remoção de qualquer poeira ou outro material indesejado, e seco na estufa.

O agregado e a sua distribuição granulométrica foram definidos através da técnica de granulometria paralela, em que a amostra a ensaiar é definida usando partículas de dimensões menores que as do material original e a distribuição granulométrica é paralela à do material original [Le Pen *et al.* (2017)].

O agregado ensaiado corresponde a 1/3 de um balastro ferroviário padrão que cumpre as recomendações da Network Rail (NR) (Figura 4.2), que, por sua vez, cumprem os requisitos da norma BS EN 13450 (BSI, 2013), categoria A. No Quadro 4.2 apresentam-se as propriedades do agregado usado nos ensaios: dimensão mínima das partículas do solo (D_{min}), diâmetro equivalente a 50 % de partículas passadas (D_{50}) e dimensão máxima das partículas do solo (D_{max}).

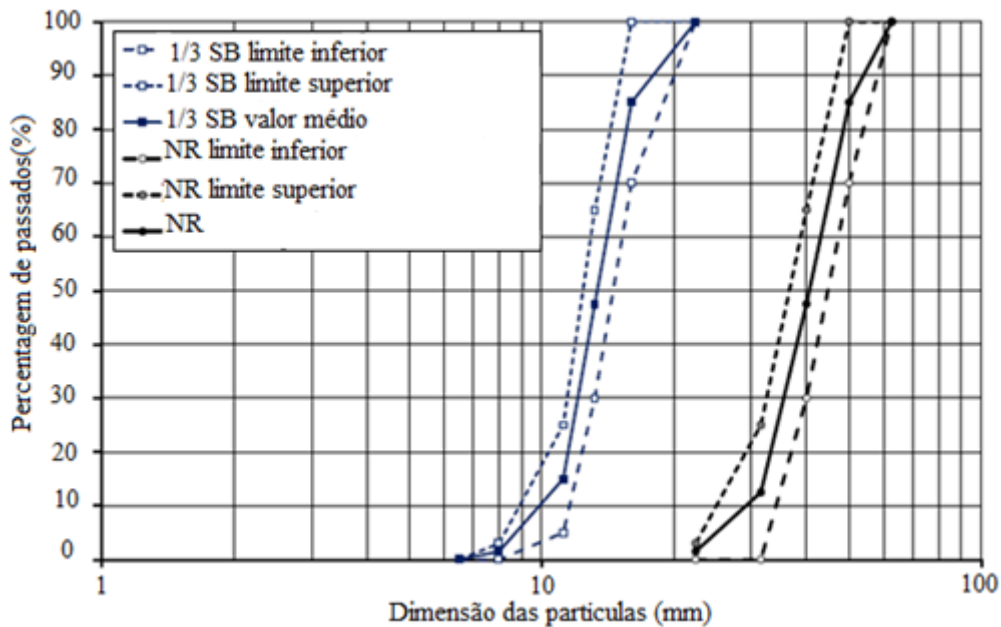


Figura 4.2- Distribuição granulométrica do: balastro à escala 1/3 (SB), limite inferior e superior e valor médio; e balastro padrão Network Rail (NR).

Quadro 4.2- Propriedades do agregado utilizado nos ensaios.

D_{min} (mm)	D_{50} (mm)	D_{max} (mm)	C_U -	C_C -	G_s -
6,5	13,8	22,5	1,4	1,02	2,701

4.3. Propriedades das micro-geogrelhas

Para a realização do estudo foram utilizadas duas micro-geogrelhas, mGG1 e mGG2. As duas micro-geogrelhas foram obtidas a partir de uma rede para jardins, fabricada por extrusão de polietileno de alta densidade (HDPE). A partir do material base, foram cortadas as duas micro-geogrelhas (Figura 4.3). As duas micro-geogrelhas têm um número de

elementos e dimensões de aberturas distintas (Quadro 4.3).

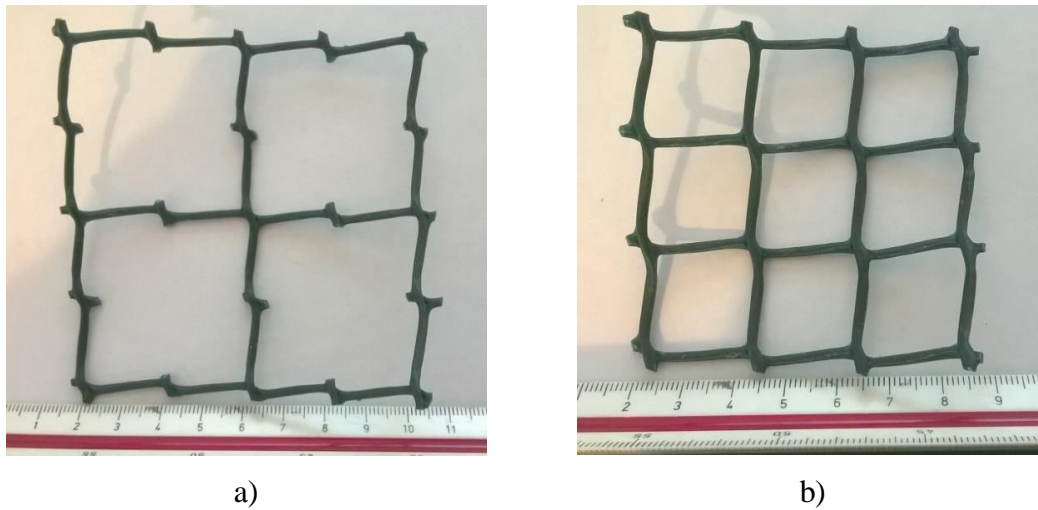


Figura 4.3- Micro-geogrelhas em estudo: a) mGG1; b) mGG2.

Quadro 4.3- Características das micro-geogrelhas.

	mGG1	mGG2
Polímero	HDPE	HDPE
Espessura (mm)	3	3
Nº de elementos	4	9
Dimensão de cada elemento (mm ²)	40 x 40	20 x 20
Densidade (g/m ³)	1,106	1,106

4.4. Análise de resultados

A análise de resultados passou primeiramente por um estudo teórico do ensaio de corte direto para compreender quais parâmetros seriam importantes determinar para o caso de estudo com os dados fornecidos.

Os dados fornecidos foram: força normal (N); força de corte (F); deslocamento horizontal relativo (x); e deslocamento vertical ascendente da tampa da caixa (y). Essas grandezas encontram-se representadas na Figura 4.4

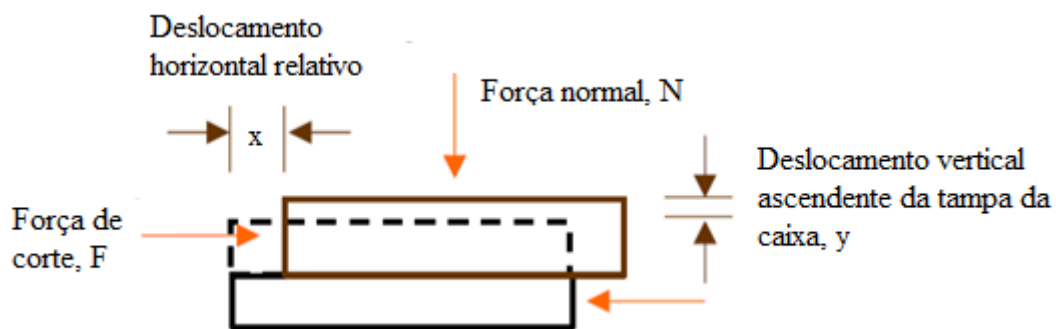


Figura 4.4- Representação dos dados fornecidos [Pinho Lopes (2020)].

Através das Equações 19 a 25, no Capítulo 5 foram determinadas as seguintes grandezas: tensão efetiva (σ'); tensão tangencial ou de corte (τ); deformação por corte ou distorção (γ); volume inicial (V_{t0}); variação do volume (ΔV); deformação volumétrica (ϵ_{vol}); volume específico (v). Em que A é a área ($300 \times 300 \text{ mm}^2$) e h_0 é altura inicial do provete.

Na Figura 4.5 pode-se observar a deformação por corte ou distorções e a deformação volumétrica.

$$\sigma' = \frac{N}{A} \quad (19)$$

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (20)$$

$$\gamma = \frac{x}{h_0} \quad (21)$$

$$V_{t0} = Ah_0 \quad (22)$$

$$\Delta V = Ay \quad (23)$$

$$\epsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V_{t0}} \quad (24)$$

$$v = \frac{V_s + V_v}{V_s} = \frac{V_{t0} + Ay}{m_s g / G_s \gamma_w} = (V_{t0} + Ay) \frac{G_s \gamma_w}{m_s g} \quad (25)$$

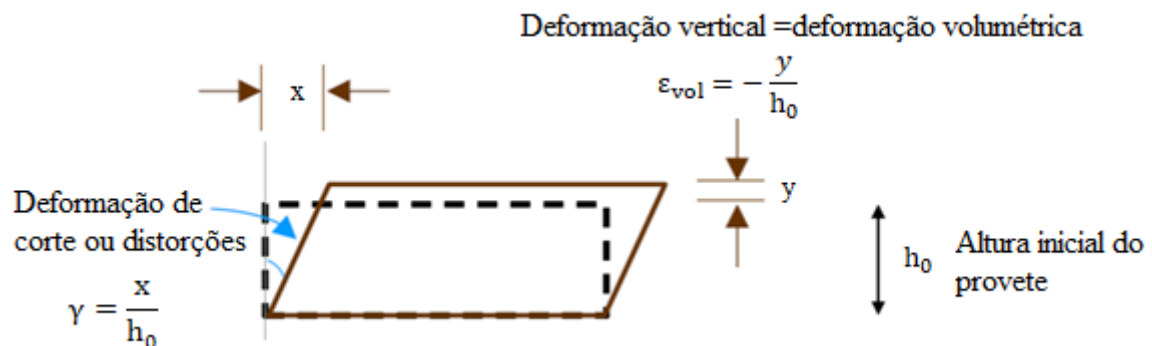


Figura 4.5- Representação da deformação por corte e volumétrica [Pinho Lopes (2020)].

Capítulo 5

Apresentação e discussão de resultados

5. Apresentação e discussão de resultados

Nesse capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos através da análise dos dados fornecidos, incluindo uma análise das condições iniciais, da resposta do agregado não reforçado e reforçado, com mGG1 e mGG2, a deformação volumétrica, do volume específico e da tensão de corte máxima.

5.1. Análise das condições iniciais

Segundo o relatório recebido, as condições iniciais adotadas nos ensaios são: razão volumétrica de fibras de 11%; e volume específico inicial de 1,85. As relações entre fases dos provetes não reforçados e reforçados estão resumidas no Quadro 5.1.

No Quadro 5.2 apresentam-se as massas utilizadas nos ensaios de corte direto para os provetes não reforçados e reforçados.

Quadro 5.1- Condições iniciais dos provetes usando a abordagem adotada por Ajayi O *et al.* (2017).

	Provetes não reforçados	Provetes reforçados
V_{fr} (%)	-	11
v (-)	1,85	1,85
e (-)	0,85	0,74

Quadro 5.2- Massas de agregado e de fibras utilizadas nos ensaios.

		Massa de agregado (kg)	Massa das fibras (kg)	Total (kg)
Provete não reforçado	50, 100 e 150	17,74	-	17,74
Provete reforçado com mGG1	50	18,837	0,7848	19,6218
	100 (1)	18,829	0,7862	19,6152
	100 (2)	18,832	0,789	19,621
	150	18,81	0,7908	19,6008
Provete reforçado com mGG2	50	18,777	0,7934	19,5704
	100 (1)	18,822	0,7941	19,6161
	100 (2)	18,845	0,7962	19,6412
	150	18,81	0,7936	19,6036

Porém, ao realizar a análise das condições iniciais dos provetes verificou-se que houve um erro experimental em que foram utilizadas massas de agregado diferentes para os ensaios de provetes não reforçados e reforçados (Quadro 5.2). Logo, o volume específico inicial dos ensaios não reforçados e reforçados não é o mesmo. Assim, não foi cumprida a condição inicial a impor: volume específico igual para os provetes não reforçados e reforçados serem iguais. No Quadro 5.3 apresentam-se as condições iniciais reais para os provetes não reforçados e provetes reforçados.

Quadro 5.3- Condições iniciais reais dos provetes.

	Provete não reforçado	Provete reforçado
$V_{fr}(\%)$	-	11
$\nu (-)$	1,85	1,74
$e (-)$	0,85	0,63

Ao analisar as condições reais verifica-se que os provetes não reforçados possuem um volume específico maior do que os provetes reforçados, assim sendo, os provetes não reforçados encontram-se mais soltos do que os provetes reforçados.

Portanto, como as condições iniciais não foram iguais para os provetes não reforçados e reforçados, assim sendo, não se podem comparar diretamente as grandezas dos provetes não reforçados com as grandezas dos provetes reforçados.

5.2. Análise dos provetes não reforçados

Para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa, as respostas tensão de corte – deformação de corte encontram-se na Figura 5.1. Ao analisar a Figura 5.1 verifica-se que não se apresenta uma tensão de corte de pico bem definida para as três tensões de confinamento. Verificou-se no troço inicial linear que os quatro provetes apresentaram uma resposta parecida o que corresponde a uma rigidez inicial semelhante. Após ao troço inicial linear apresenta-se uma zona de comportamento não linear correspondente à zona “mais curva” das respostas, assim sendo a resposta para deformações de corte mais elevadas, o valor depende da tensão de confinamento, em que não há grande variação da tensão de corte mobilizada na interface entre as duas meias caixas (superior e inferior).

Ao analisar a resposta da deformação volumétrica- deformação de corte (Figura 5.2) verificou-se que para as três tensões de confinamento no início do ensaio ocorreu uma deformação volumétrica positiva (contração). A maior zona em que ocorre as maiores deformações de corte acontece uma deformação volumétrica negativa (expansão) que corresponde a maior parte da resposta do ensaio.

Notou-se ainda que o aumento da tensão de confinamento diminui as deformações de expansão (dilatância). O estado crítico não foi atingido para qualquer ensaio, sendo assim, não foi atingido um aumento da deformação de corte acompanhado de variação de volume igual a zero e tensão de corte constante.

A análise do volume específico para as três tensões de confinamento encontram-se na Figura 5.3. O volume específico inicial de todos os provetes não reforçados são iguais, nos quatro ensaios verificou-se uma pequena diminuição do volume específico no início do ensaio,

correspondente às deformações volumétricas de contração, seguido de um aumento do volume específico, para maiores deformações de corte, associado às deformações volumétricas de expansão.

Notou-se que o aumento da tensão de confinamento aumenta as restrições aos movimentos relativos das partículas. Daí que haja um aumento da resistência de corte mobilizada para um mesmo valor da deformação de corte e diferentes tensões de confinamento.

Ao analisar a Figura 5.1, a Figura 5.2 e a Figura 5.3 juntamente, verificou-se que o aumento a tensão de confinamento fez com que a deformação volumétrica diminuísse, isso deve-se ao facto da tensão de confinamento ser mais alta e assim impedindo que as partículas abram espaços.

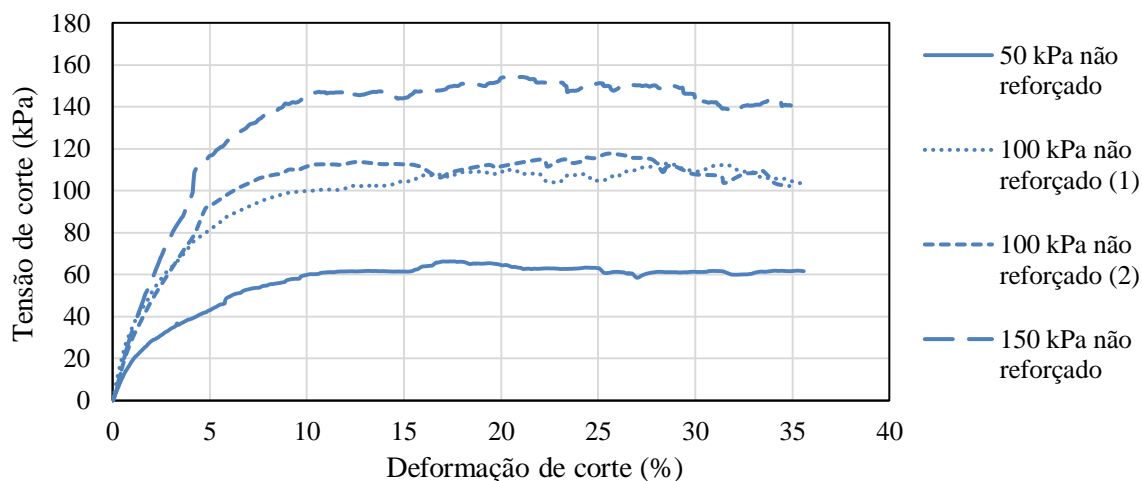


Figura 5.1-Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.

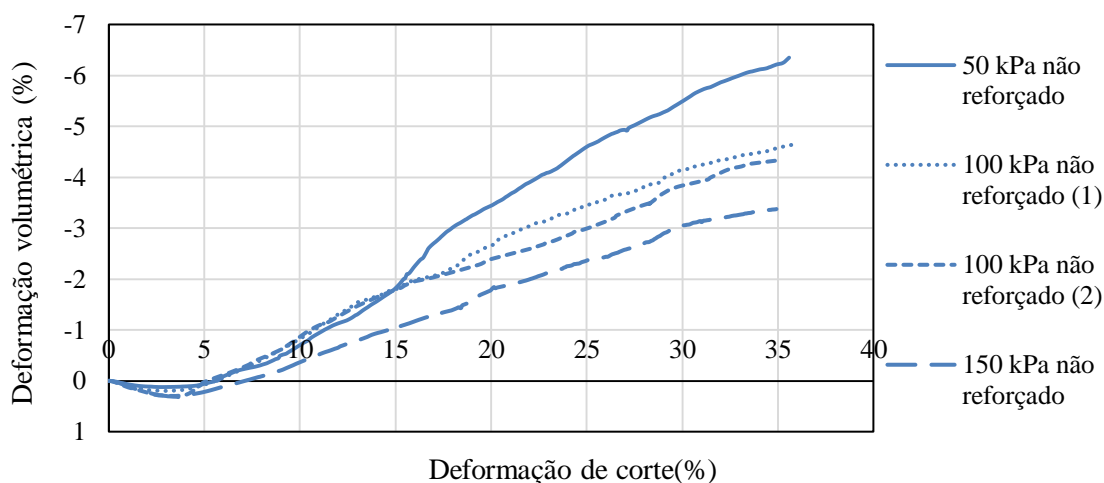


Figura 5.2-Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.

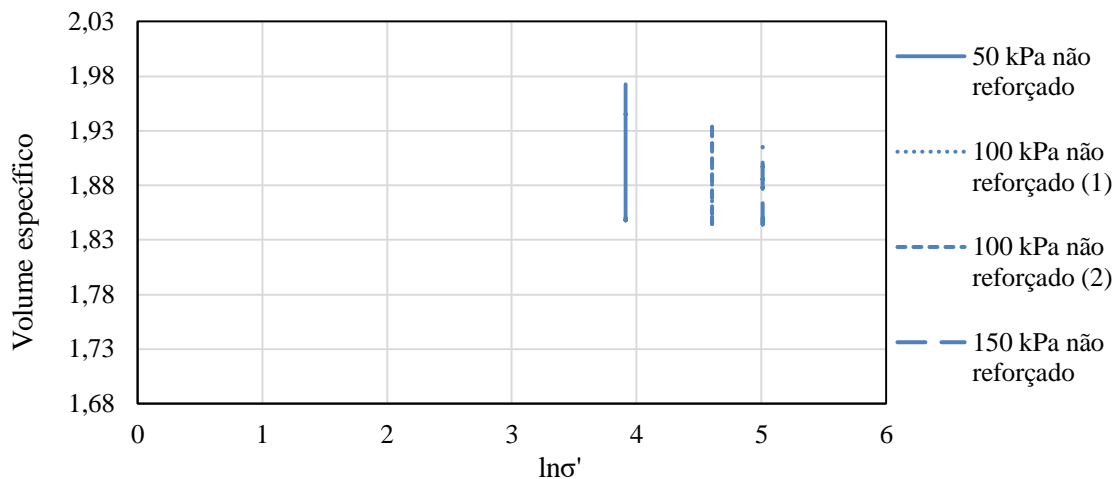


Figura 5.3 - Gráfico do volume específico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes não reforçados.

5.3. Análise dos provetes reforçados com mGG1

Ao analisar a Figura 5.4, em que encontra-se a resposta da tensão de corte – deformação de corte dos provetes reforçados com mGG1, verificou-se que os quatro provetes ensaiados apresentaram rigidez inicial semelhante. A tensão de corte de pico não apresentou-se bem definida para as três tensões de confinamento.

Ao analisar a resposta deformação volumétrica- deformação de corte (Figura 5.5) verificou-se que para a resposta obtida para uma tensão de confinamento de 50 kPa é muito diferente das respostas para as tensões de confinamento de 100 e 150 kPa e diferente do esperado, em que há uma diminuição da razão de deformação volumétrica (declive da resposta representada no gráfico). Portanto, é possível que tenha havido algum problema no ensaio, possivelmente umas partículas ficaram encravadas e assim restringindo as leituras dos sensores, devido a esse problema dever-se-ia voltar a fazer o ensaio para verificar a repetibilidade desse comportamento. Para os quatro provetes ensaiados sob tensão de confinamento de 50, 100 (duas vezes) e 150 kPa parece haver uma “quebra” na curva para uma deformação de corte de cerca de 11, 12 e 13%, respetivamente.

A análise do volume específico para as três tensões de confinamento encontram-se na Figura 5.6. Notou-se uma pequena variação para o ensaio do provete com 50 kPa e devido a essa resposta, o melhor seria repetir o ensaio e verificar se esse comportamento se repetia.

Ao analisar a Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6 juntamente verificou-se uma diminuição da deformação volumétrica da tensão de confinamento de 100 kPa para a tensão de confinamento de 150 kPa, isso deve-se ao facto por a tensão de confinamento serem mais

altas impedindo que as partículas abram espaços e aumente o índice de vazios do provete e assim fazendo com que a tensão de corte aumente e o volume específico diminua.

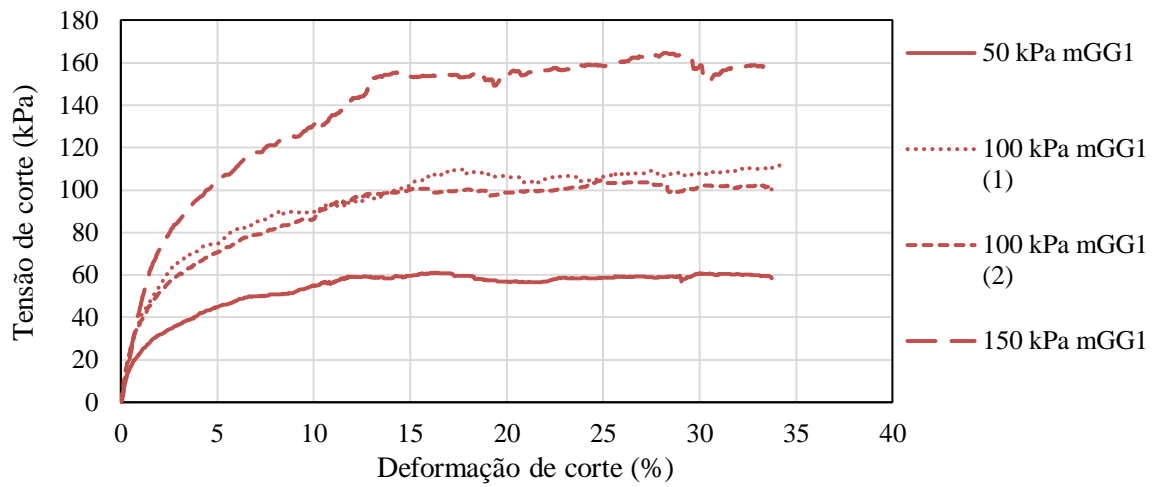


Figura 5.4 - Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.

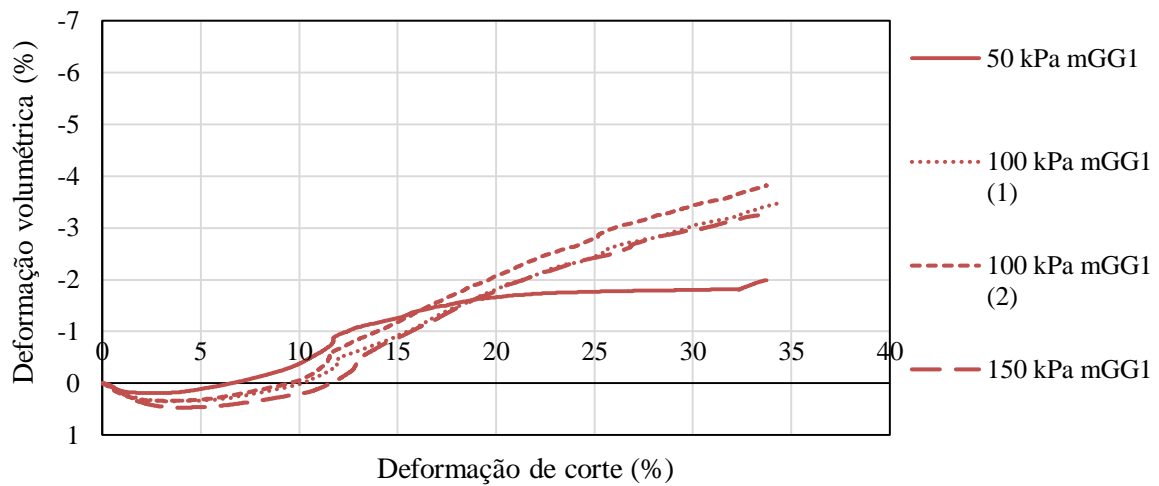


Figura 5.5- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.

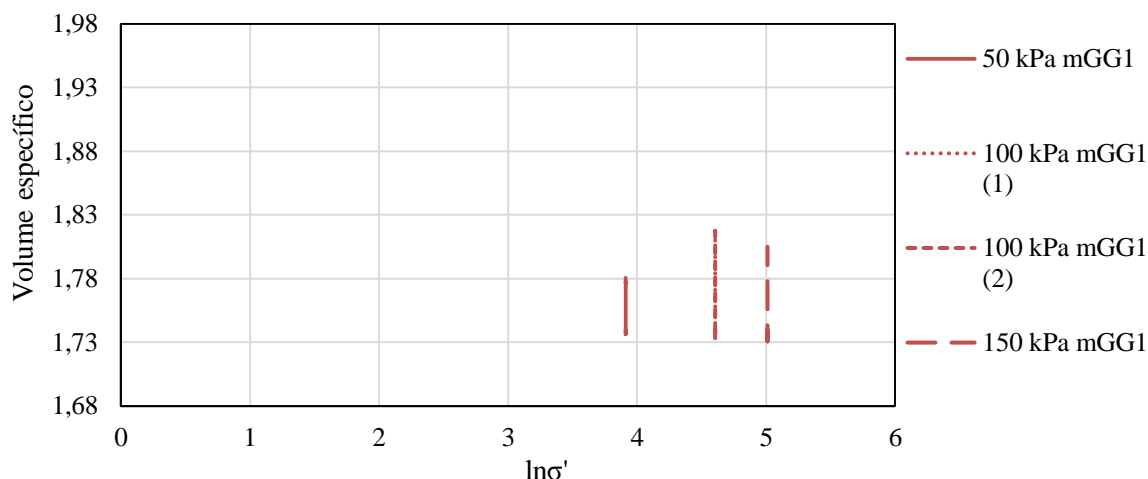


Figura 5.6- Gráfico do volume específico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.

5.4. Análise dos provetes reforçados com mGG2

Ao analisar a Figura 5.7 em que encontram-se as respostas da tensão de corte – deformação de corte, para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa, verificou-se que não se apresentou uma tensão de corte de pico bem definida para qualquer uma das três tensões de confinamento. Os dois provetes ensaiados sob tensão de confinamento de 100 kPa apresentaram um aumento da tensão de corte mobilizada durante todo o ensaio, havendo um pico no final do ensaio.

Ao analisar a resposta da deformação volumétrica- deformação de corte (Figura 5.8) verificou-se que para as três tensões de confinamento apresentam inclinações diferentes, então, apresentam estar ainda sofrendo deformações de contração e ao aumentar a tensão de confinamento a deformação volumétrica é menor. Para os provetes ensaiados sob tensão de confinamento de 50 e 150 kPa parece haver uma “quebra” na curva para uma deformação de corte de cerca de 13%.

A análise do volume específico para as três tensões de confinamento encontram-se na Figura 5.9. Notou-se que ao aumentar a tensão de confinamento o volume específico diminui, isto deve-se ao facto das partículas não conseguirem se movimentar e assim não dilataram tanto. Ao analisar a Figura 5.7, Figura 5.8 e Figura 5.9 juntamente verificou-se que ao aumentar a tensão de confinamento de 50 kPa para 100 kPa e de 100 kPa para 150 kPa houve uma diminuição da deformação volumétrica, isso deve-se ao facto por a tensão de confinamento ser mais alta impedindo que as partículas abram espaços e aumentem o índice de vazios do provete e assim fazendo com que a tensão de corte aumente e o volume específico diminua.

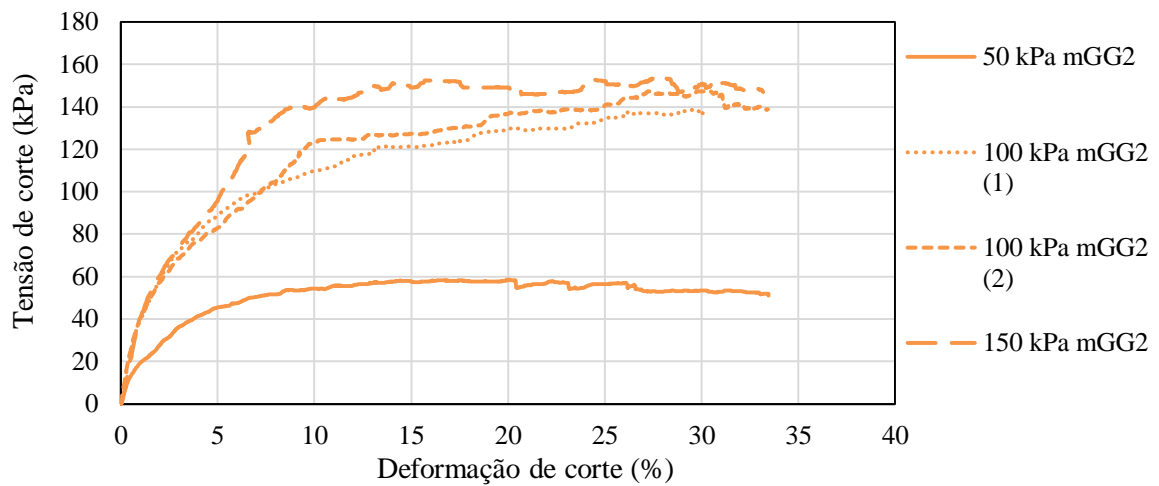


Figura 5.7 - Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.

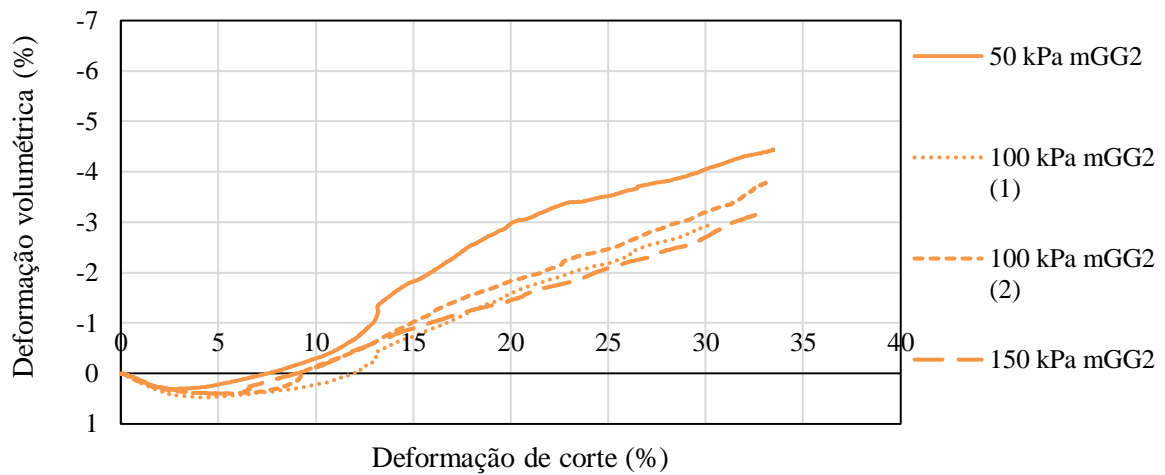


Figura 5.8- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.

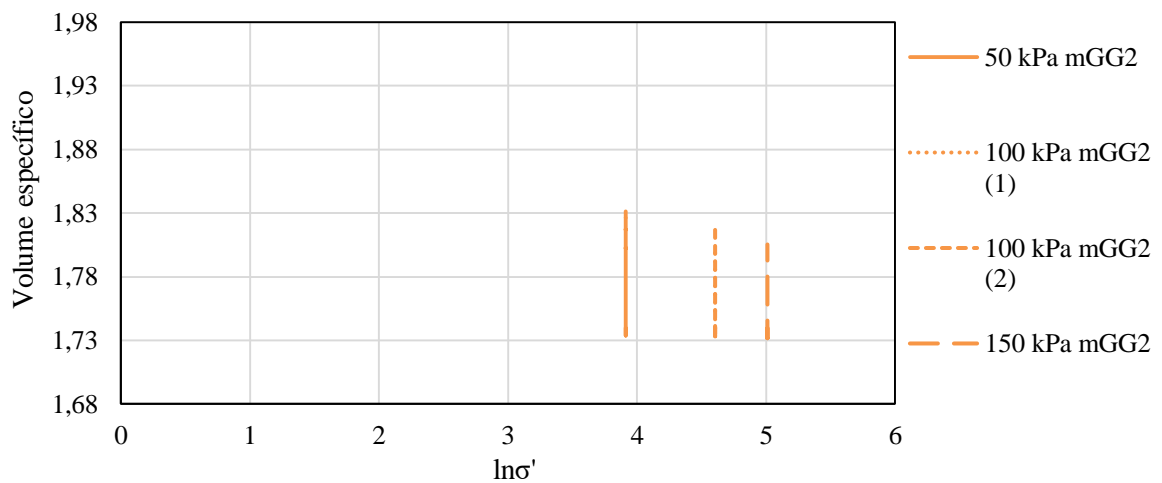


Figura 5.9- Gráfico do volume específico - $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.

5.5.Comparação entre os provetes reforçados com mGG1 e mGG2

Ao realizar uma análise comparativa entre os provetes reforçados com mGG1 e mGG2 (Figura 5.11) verificou-se que a resposta tensão de corte – deformação de corte foram semelhantes para os provetes sob tensão de confinamento de 50 e 150 kPa. No entanto, a resposta tensão de corte – deformação de corte dos provetes sob tensão de confinamento de 100 kPa a mGG2 apresentou uma resistência ao corte mobilizada superior do que a mGG1. Portanto, para uma tensão de confinamento de 100 kPa, a mGG2 parece contribuir para aumentar a resistência ao corte e rigidez do material compósito. Uma possível explicação para esta diferença pode estar relacionada com a dimensão das aberturas das duas micro-geogrelhas. A mGG2 possui aberturas menores ($20 \times 20 \text{ mm}^2$) do que as aberturas de mGG1 ($40 \times 40 \text{ mm}^2$) e mais elementos pela mesma área coberta, assim mGG2 permite que mais partículas fiquem imbricadas em suas aberturas.

Visto que não se tinham disponíveis amostras do balastro e nem das micro-geogrelhas utilizadas nos ensaios de corte direto, na Figura 5.10 se encontram duas ilustrações da quantidade de partículas necessárias para imbricar uma micro-geogrelha com abertura de $20 \times 20 \text{ mm}^2$ e uma micro-geogrelha com abertura $40 \times 40 \text{ mm}^2$.

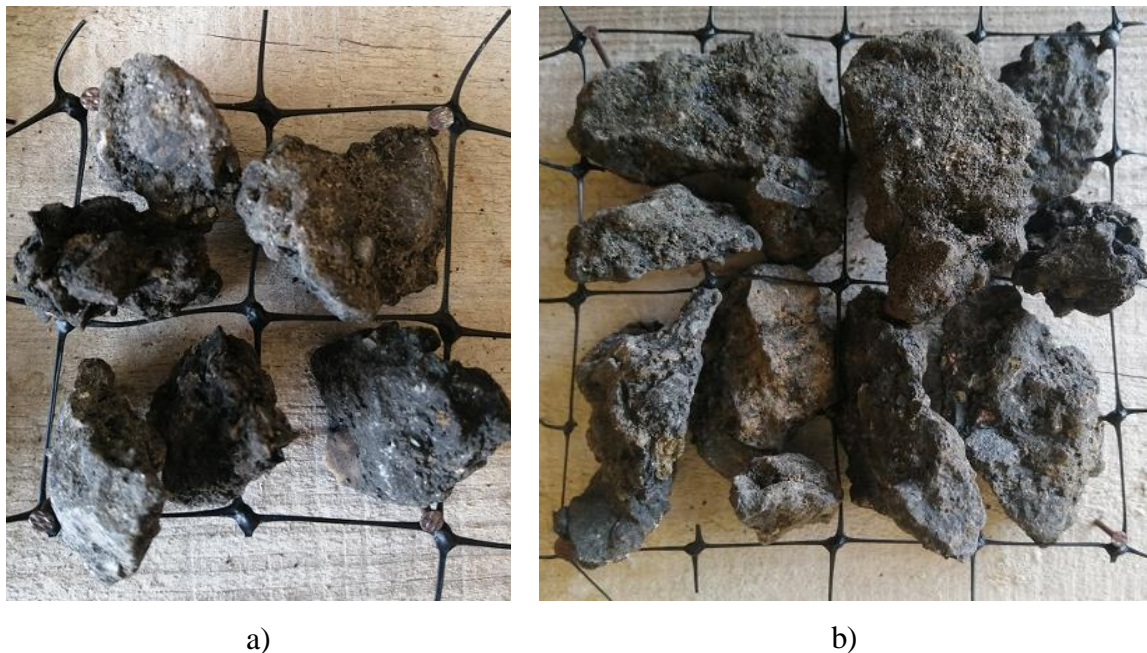


Figura 5.10- Ilustração da quantidade necessária de agregado para imbricar numa micro-geogrelha de: a) $20 \times 20 \text{ mm}^2$; b) $40 \times 40 \text{ mm}^2$

Para uma tensão de confinamento de 50 kPa, a resposta da deformação volumétrica – deformação de corte e volume específico inicial, final e de pico - $\ln \sigma'$, Figura 5.12; Figura

5.13 e Figura 5.14; respetivamente, verificou-se que mGG1 apresentou uma resposta diferente, sendo que dever-se-ia repetir o ensaio para verificar a repetibilidade dessa resposta.

Porém, ao analisar as respostas da deformação volumétrica – deformação de corte e volume específico - $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 100 e 150 kPa verificou-se que as repostas de mGG1 e de mGG2 foram semelhantes e apresentaram a mesma tendência, o que indica que dever-se-ia mesmo repetir o ensaio para uma tensão de confinamento de 50 kPa.

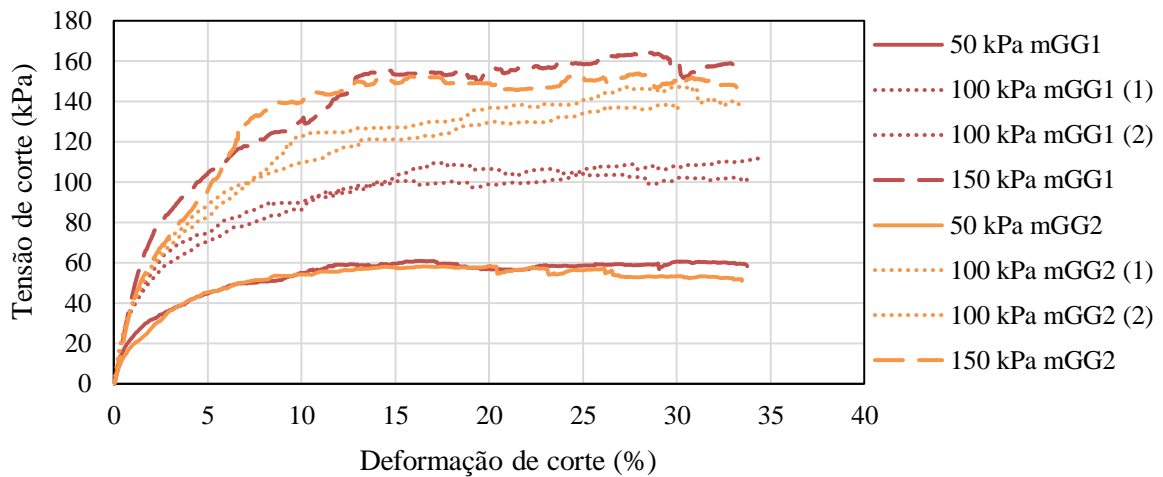


Figura 5.11- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2.

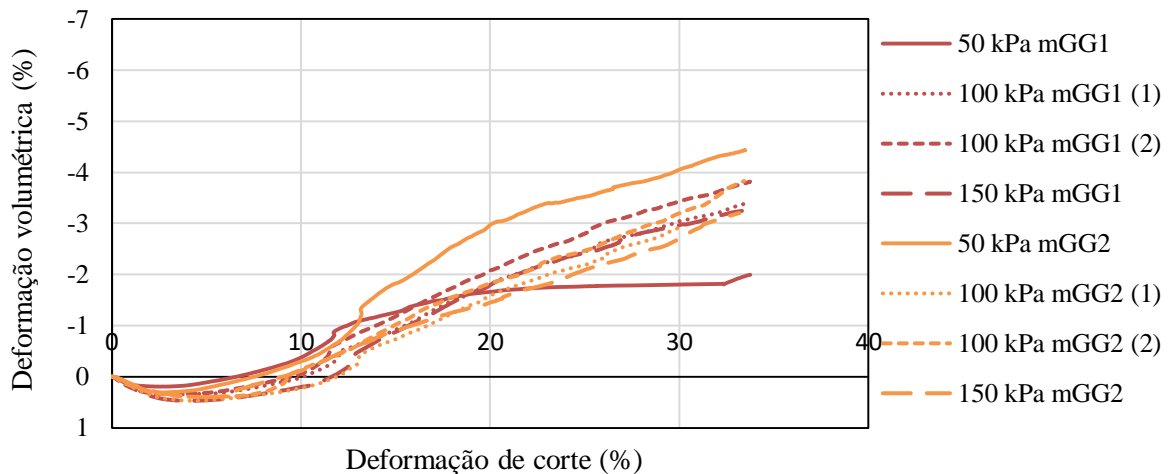


Figura 5.12- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2.

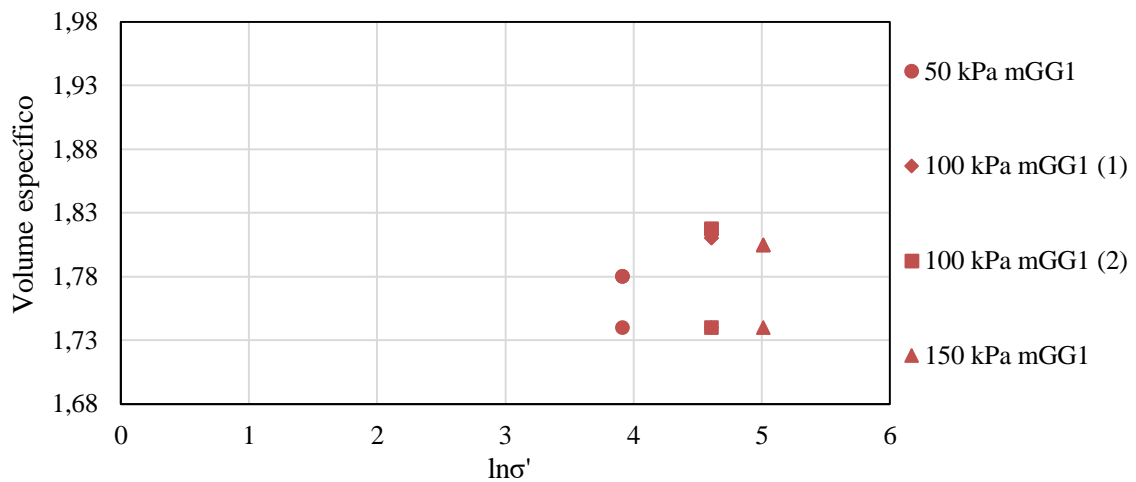


Figura 5.13- Gráfico do volume específico inicial, final e de pico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG1.

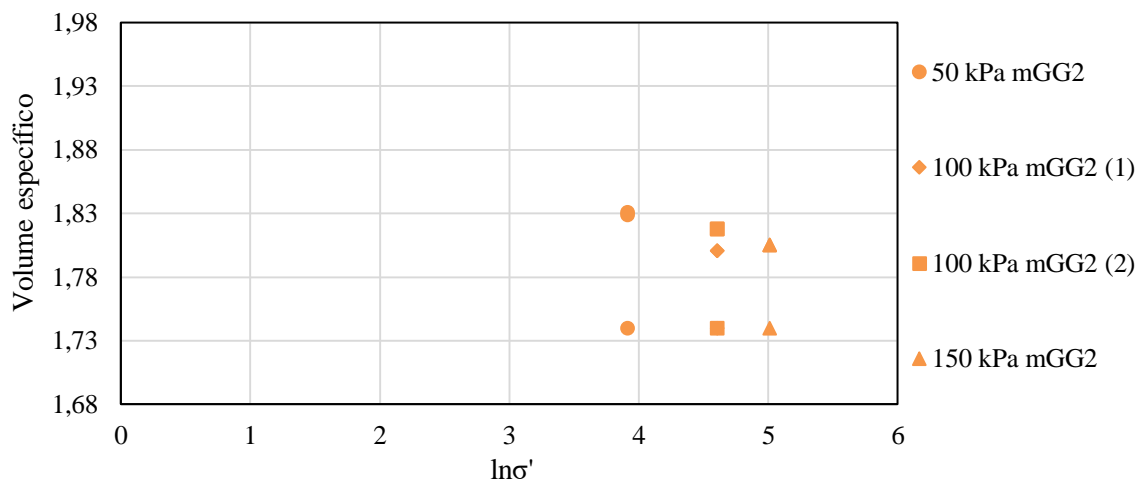


Figura 5.14- Gráfico do volume específico inicial, final e de pico – $\ln\sigma'$ para as tensões de confinamento de 50, 100 e 150 kPa dos provetes reforçados com mGG2.

5.6. Análise qualitativa entre os provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2

Nesse subcapítulo é apresentada uma análise qualitativa dos provetes não reforçados e reforçados. Dado que os provetes não reforçados e reforçados não apresentavam as mesmas condições iniciais no ensaio, como já descrito em 5.1, não se procede a uma análise comparativa quantitativa detalhada.

Esta análise qualitativa entre os provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2, deve-se pelo fato dos provetes não reforçados apresentarem um volume específico maior do que os provetes reforçados, sendo assim, as partículas dos provetes não reforçados encontram-se mais soltas do que as partículas dos provetes reforçados. Sendo que, nenhuma dos provetes não reforçados e reforçados chegaram a atingir o estado crítico, assim sendo, a

resistência ao corte está sendo sobrestimada.

5.6.1. Análise da tensão de corte e deformação volumétrica

Para tensão de confinamento de 50 e 150 kPa, a resposta tensão de corte – deformação de corte dos três tipos de provetes ensaiados é muito semelhante (Figura 5.15 e Figura 5.17). Porém, para a tensão de confinamento de 100 kPa a mGG2 apresentou uma melhor resposta a tensão de corte - deformação de corte do que os provetes não reforçados e reforçados com mGG1 (Figura 5.16).

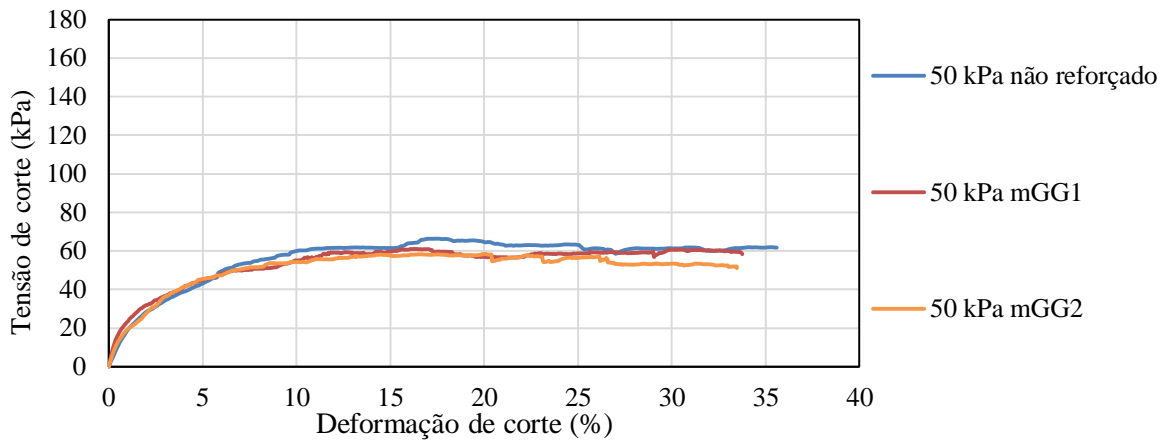


Figura 5.15- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento de 50 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

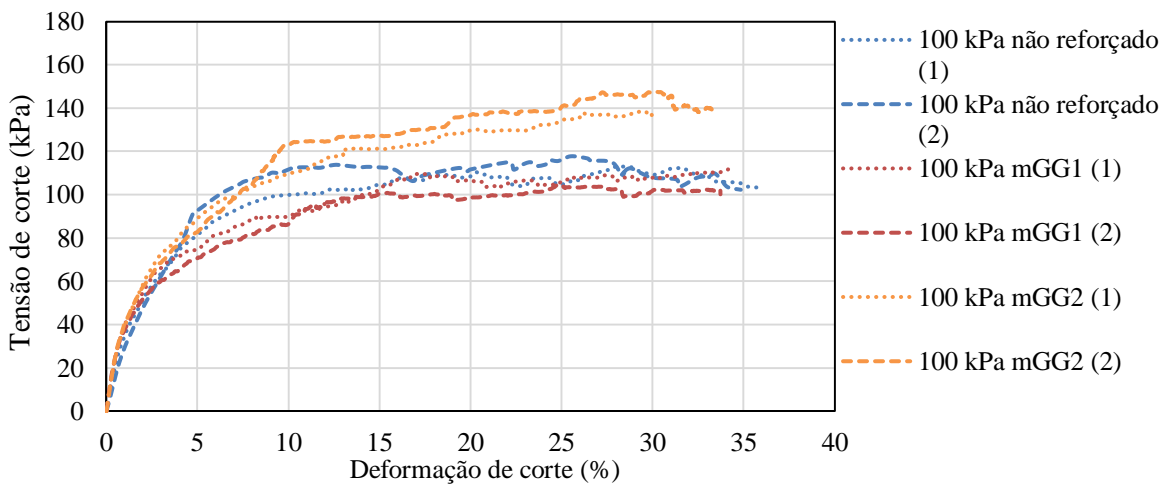


Figura 5.16- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento de 100 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

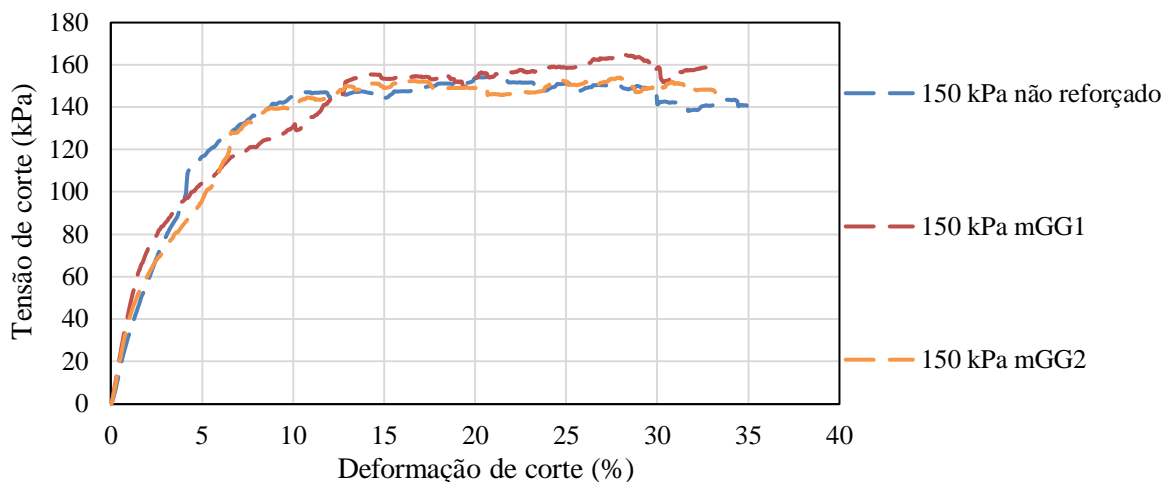


Figura 5.17- Gráfico da tensão de corte - deformação de corte para a tensão de confinamento de 150 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

Ao realizar uma análise da resposta para as tensões de confinamento de 50 e 100 kPa correspondente e em termos de deformação volumétrica - deformação de corte (Figura 5.18 e Figura 5.19) mostra que o reforço com as duas micro-geogrelhas teve como efeito a redução do comportamento dilatante do agregado. Essa redução foi mais importante para a mGG1 para a tensão de confinamento de 50 kPa, porém, como já mencionado em 5.3 esse ensaio deveria ser repetido para verificação da repetibilidade do resultado. Para a tensão de confinamento de 100 kPa, mGG1 e mGG2, apresentaram melhor restrição a deformações de compressão do que o provete não reforçada.

Ao analisar a resposta para a tensão de confinamento de 150 kPa (Figura 5.20) verificou-se que os provetes não reforçados e reforçados apresentaram praticamente a mesma resposta em relação a restrição de deformações de compressão, porém, os provetes reforçados com mGG1 e mGG2 apresentaram melhor resposta a deformação de expansão, isto deve-se ao facto de ter uma tensão de confinamento maior fazendo com que restrinja o potencial para deformação.

O efeito de restrição da dilatância das micro-geogrelhas pode ser explicado pelo imbricamento de partículas de agregado na abertura dos reforços. As micro-geogrelhas estudadas têm aberturas com dimensão de aproximadamente 40 x 40 mm² (mGG1) e 20 x 20 mm² (mGG2). As partículas de agregado tinham dimensão mínima de 6,25 mm e máxima de 22,5 mm, e dimensão média (D50) de 13,8 mm. Estas relações de dimensões permitem que partículas de agregado entrem nas aberturas das micro-geogrelhas.

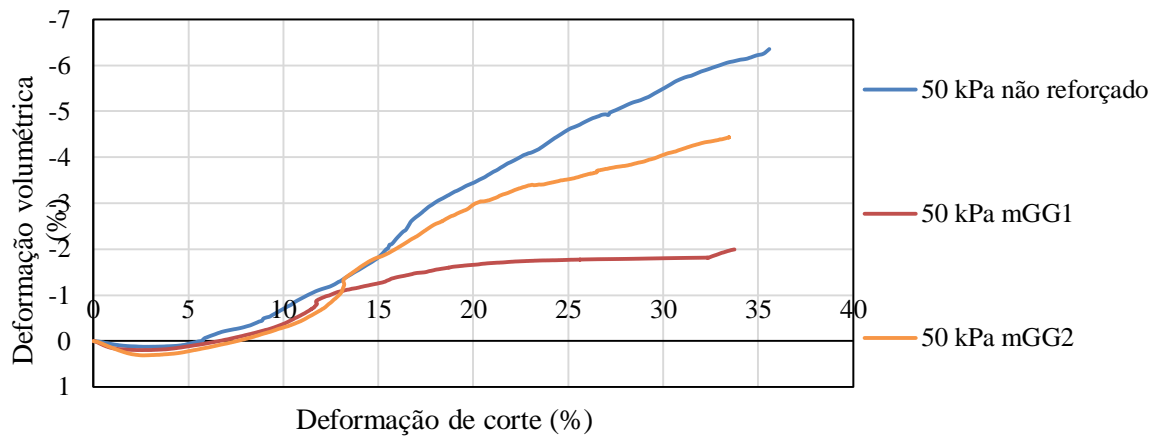


Figura 5.18- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 50 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

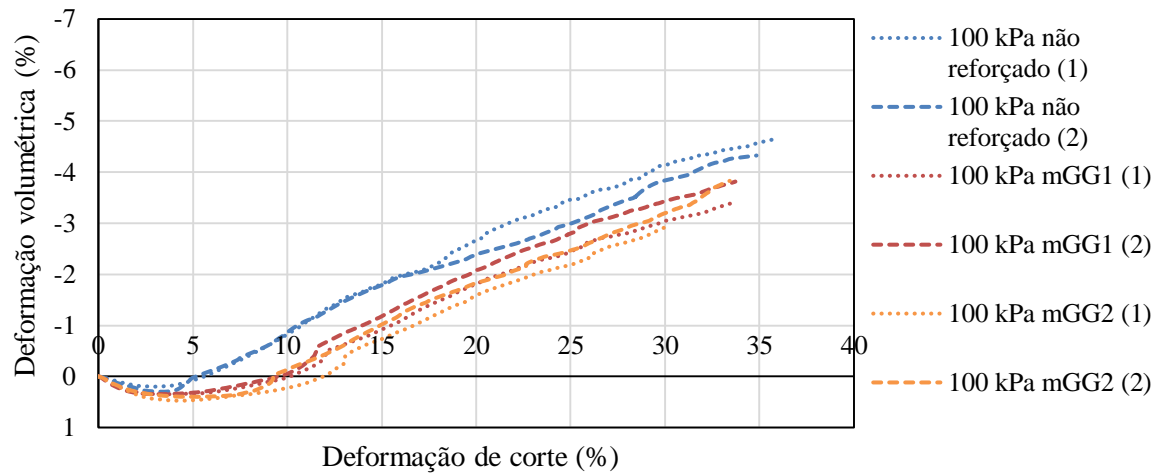


Figura 5.19- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 100 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

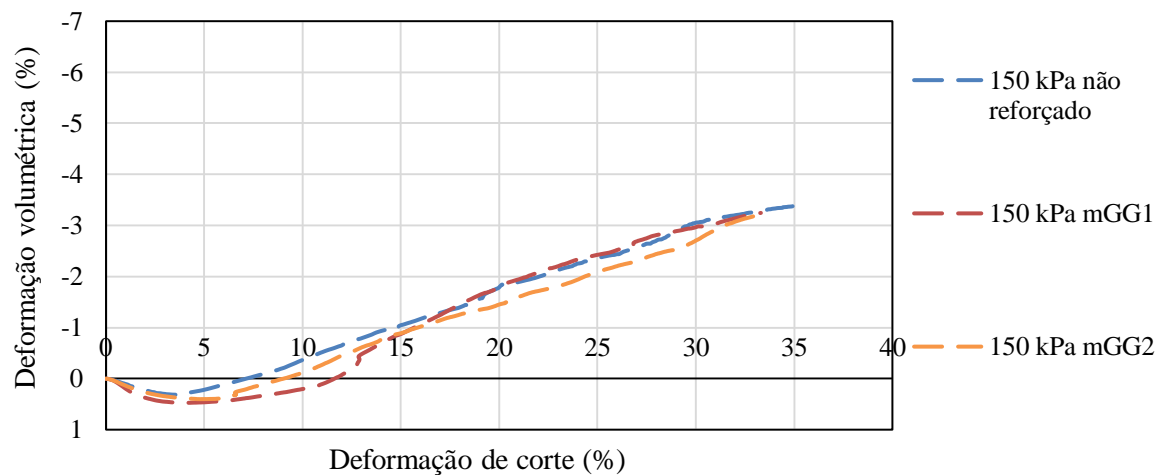


Figura 5.20- Gráfico da deformação volumétrica - deformação de corte para a tensão de confinamento de 150 kPa dos provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2.

5.6.2. Análise da tensão de corte máxima

Ao analisar a tensão de corte máxima dos ensaios de corte direto realizados com agregado não reforçado com a tensão de corte máxima do agregado reforçado com mGG1 e mGG2 obteve-se o coeficiente de atrito ao longo da superfície de rotura. Este coeficiente de atrito não é o coeficiente de atrito realista, visto que no denominador não se apresenta a tensão de corte máxima nas mesmas condições para os provetes não reforçados e reforçados, logo, o coeficiente de atrito apresentado no Quadro 5.4, é um coeficiente de atrito relativo que serve como base para analisar mGG1 e mGG2.

Os resultados apresentados no Quadro 5.4 mostram que para os ensaios de corte direto com a tensão normal de 100 kPa para mGG2 e com tensão normal de 150 kPa para mGG1 e mGG2 obteve-se um valor para o coeficiente de atrito ao longo da superfície de rotura igual ou superior a unidade, sendo que isto pode ter ocorrido pelo fato de estar a sob estimar a resistência ao corte dos provetes não reforçados.

Quadro 5.4- Resultados dos coeficientes de atrito ao longo da superfície de rotura.

σ (kPa)	mGG1	mGG2
50	0,92	0,88
100	0,99	1,23
100	0,89	1,25
150	1,07	1,00
Média	0,97	1,09

5.6.3. Análise dos parâmetros de resistência em tensão efetivas

A partir dos resultados dos ensaios de corte direto, foram estimados parâmetros de resistência em tensões efetivas (coesão e ângulo de atrito). Ao analisar as linhas de tendência da tensão de corte de pico e da tensão de corte no final do ensaio (τ_f)- tensão normal apresentadas na Figura 5.21 a Figura 5.26 para os provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2. Verificou-se que as linhas de tendência para o provete não reforçado e reforçado com mGG1 apresentaram um coeficiente de determinação, R^2 , alto ($R^2 > 0,98$). Porém, ao analisar a linha de tendência para provete reforçado com mGG2 verificou-se um R^2 mais baixo ($R^2 \sim 0,81$), logo, o grau de confiança é menor.

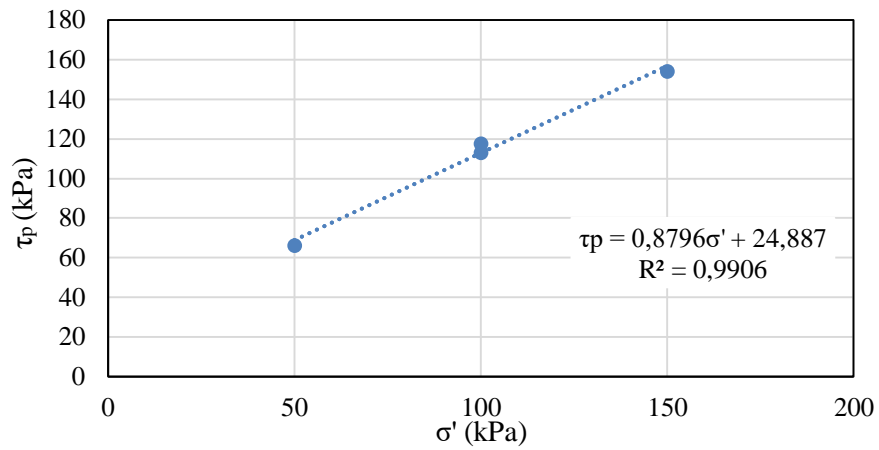


Figura 5.21- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete não reforçado.

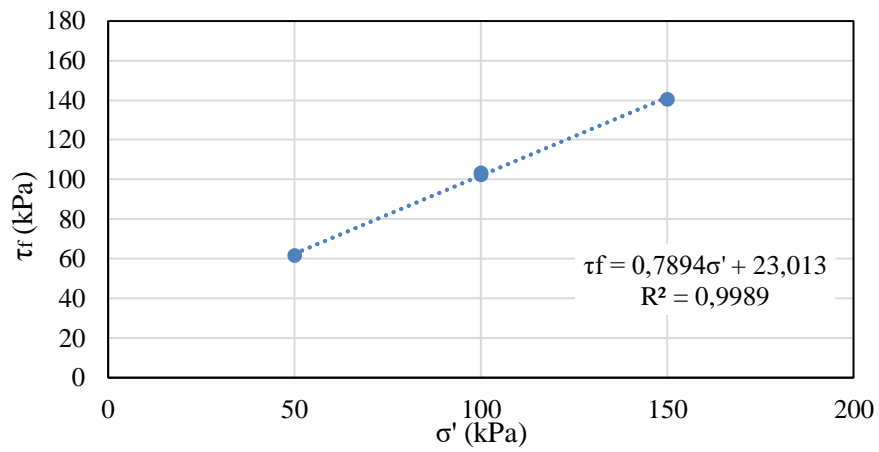


Figura 5.22- - Linha de tendência da tensão de corte final para o provete não reforçado.

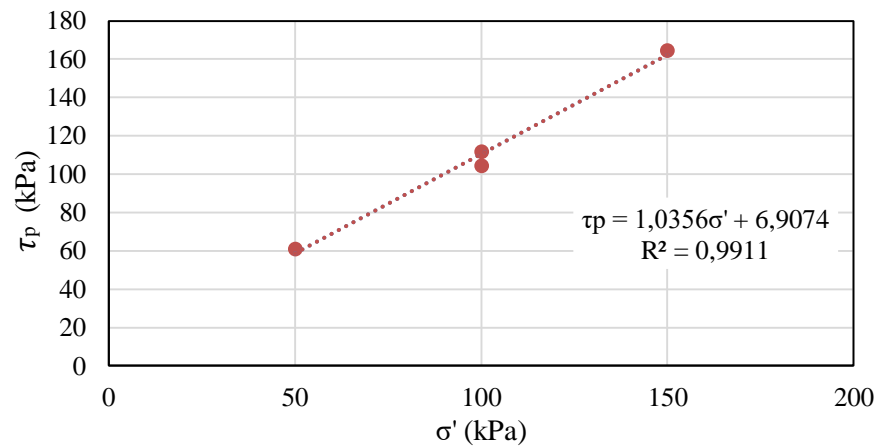


Figura 5.23- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete reforçado com mGG1.

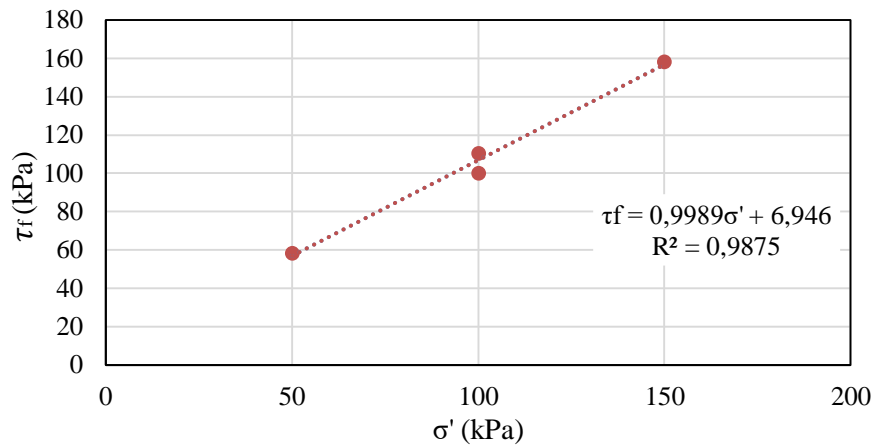


Figura 5.24- Linha de tendência da tensão de corte final para o provete reforçado com mGG1.

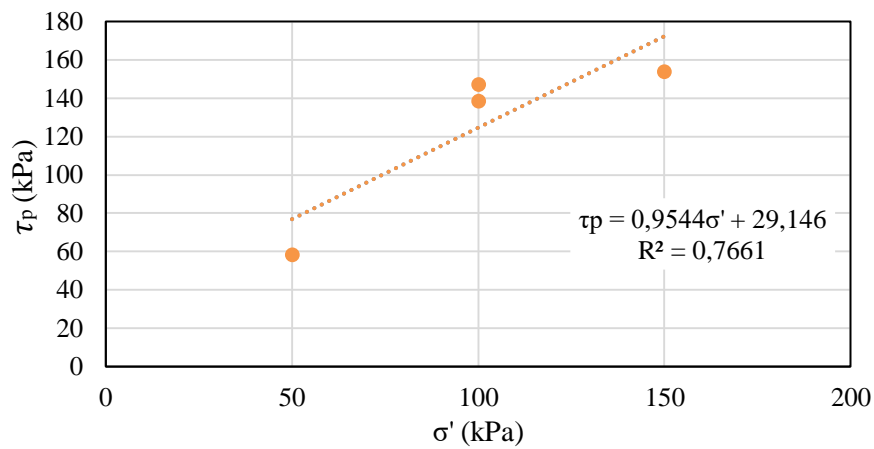


Figura 5.25- Linha de tendência da tensão de corte de pico para o provete reforçado com mGG2.

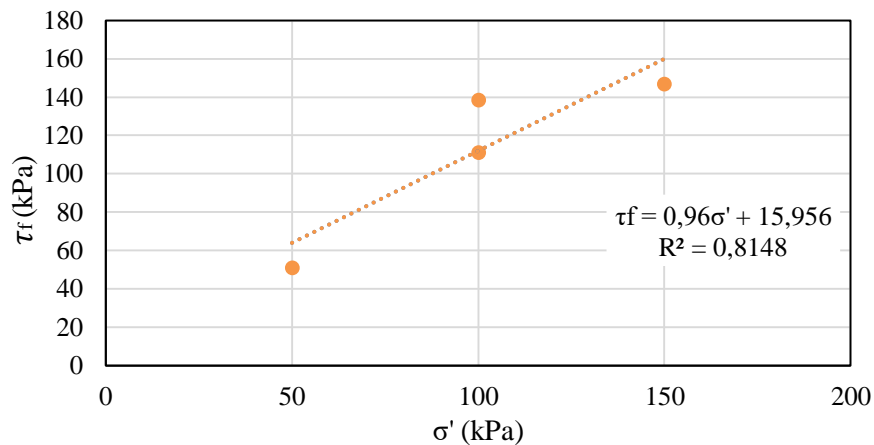


Figura 5.26- Linha de tendência da tensão de corte final para o provete reforçado com mGG2.

Então, através das equações das retas na Figura 5.21 a Figura 5.26 foram determinadas a coesão e o ângulo de atrito interno. Ao realizar uma análise qualitativa dos parâmetros da resistência em tensão efetivas os resultados apresentados no Quadro 5.5 mostraram que o ângulo de atrito interno, para a tensão de corte de pico e para a tensão de corte no ponto final

do ensaio, dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2 foram superiores ao do solo não reforçado.

No entanto, a coesão dos provetes não reforçados, para a tensão de corte de pico e para a tensão de corte no ponto final do ensaio, foram superiores as coesões de pico e final para os provetes reforçados com mGG1, porém, para os provetes reforçados com mGG2 a coesão para a tensão de corte de pico foi superior do que os provetes não reforçados e a coesão final dos provetes reforçados com mGG2 foi inferior do que a coesão final dos provetes não reforçados.

Quadro 5.5- Resultados dos ângulos de atrito interno e coesão.

	Ângulo de atrito (°)		Coesão (kPa)	
	Pico	Final	Pico	Final
Não reforçado	41,33	38,29	24,89	23,01
mGG1	46,00	44,97	6,91	6,95
mGG2	43,66	43,83	29,15	15,96

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

Esta dissertação teve por objetivo final estudar o efeito da incorporação de duas micro-geogrelhas distribuídas aleatoriamente num agregado (obtido por comparação com um balastro utilizado em vias férreas) em ensaios de corte direto em larga escala. Assim sendo, esse estudo envolveu cinco etapas:

1. Análise das propriedades do agregado e de duas micro-geogrelhas;
2. Entendimento das condições iniciais e procedimentos do ensaio;
3. Estudo sobre os parâmetros importantes a serem retirados dos dados fornecidos;
4. Análise dos dados fornecidos;
5. Apresentação e discussão dos resultados obtidos através da análise dos dados.

As conclusões que podem-se retirar da comparação entre os resultados obtidos dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2 são:

- a condição inicial do volume específico dos provetes não reforçados ser igual ao volume específico dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2 não foi verificada;
- para a tensão de confinamento de 50 kPa dever-se-ia repetir o ensaio para verificar a repetibilidade do resultado;
- para a tensão de confinamento de 100 kPa, o provete reforçado com mGG2 apresentou uma resistência ao corte mobilizada superior à resistência ao corte mobilizada pelo provete reforçado com mGG1;
- os provetes reforçados com mGG1 e mGG2 não apresentaram uma tensão de corte de pico bem definida;

As conclusões que podem-se retirar da análise qualitativa entre os provetes não reforçados e reforçados com mGG1 e mGG2 são:

- mGG2 apresentou uma melhor resposta tensão de corte - deformação de corte do que os provetes não reforçados e reforçados com mGG1;
- as duas micro-geogrelhas tiveram como efeito a redução do comportamento dilatante do agregado;
- o ângulo de atrito interno, para a tensão de corte de pico e para a tensão de corte no ponto final do ensaio, dos provetes reforçados com mGG1 e mGG2 foram superiores ao do solo não reforçado, estimando-se que para as mesmas condições iniciais esta relação se mantenha;
- os provetes reforçados com mGG2 a coesão para a tensão de corte de pico foi superior

do que os provetes não reforçados, estimando-se que para as mesmas condições iniciais esta relação se mantenha.

No que se refere a sugestões para desenvolvimentos futuros deste trabalho são considerados dois grupos: um referente aos objetivos iniciais do trabalho e outro focado nos ensaios analisados.

No que refere-se ao objetivo inicial do trabalho, para o estudo da capacidade de carga de um solo fino reforçado com geossintéticos usando ensaios CBR, deve aprofundar-se determinadas questões, nomeadamente:

- a realização dos ensaios CBR com uma solicitação monotónica com uma taxa de assentamento constante e ensaios com aplicação de cargas descontínuas;
- a realização dos ensaios CBR em larga escala para verificar se apresentam resultados uniformes;
- a realização de ensaios CBR com medição das pressões intersticiais.

No que se refere aos ensaios de corte direto de um agregado reforçado com micro-geogrelhas, cujos resultados foram analisados, sugere-se:

- a comparação entre o efeito do reforço com micro-geogrelhas, distribuídas aleatoriamente e em somente uma camada, em movimento de corte;
- a análise da influência do formato das aberturas das micro-geogrelhas, por exemplo em forma de triângulo;
- a análise da variação do teor de micro-geogrelhas distribuídas aleatoriamente para verificar influência na resposta .

Referências bibliográficas

Referências Bibliográficas

- Ajayi O, Le Pen L, Z. A. and P. W. (2017). A behavioural framework for fibre-reinforced gravel. *Geotechnique*, 67(1), 56-68.
- ASTMD188316. (n.d.). Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils. Retrieved from <https://www.astm.org/Standards/D1883>
- BSI. (2013). BS EN 13450:2013 Aggregates for railway ballast. London, UK.
- Carlos, D. M. (2016). Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: solo granular versus fino. Retrieved from <https://ria.ua.pt/handle/10773/15878>
- Carneiro, J. R. da C. (2009). Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental – a importância. Retrieved from <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/58857>
- Coelho, P. A. L. de F. (2000). Características Geotécnicas de Solos moles. Estudo do Local Experimental da Quinta do Forja (Baixo Mondego). Tese de mestrado, FCTUC, Coimbra.
- E 198. (1967). Determinação do CBR. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.02.078>
- Han, B., Ling, J., Shu, X., Gong, H., & Huang, B. (2018). Laboratory investigation of particle size effects on the shear behavior of aggregate-geogrid interface. *Construction and Building Materials*, 158, 1015–1025. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.045>
- ISO/TS 17892-5. (2017). Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 5: Incremental loading oedometer test. Retrieved from <https://www.iso.org/standard/55247.html>
- K. H. Head. (2014). Manual of Soil Laboratory Testing—Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 47(2), 191 LP – 191. <https://doi.org/10.1144/qjegh2014-021>
- Latha, G. M., & Murthy, V. S. (2007). Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), 23–32. <https://doi.org/10.1016/J.GEOTEXMEM.2006.09.002>
- Lopes, P. (2011). Efeito do balastro nas propriedades de geossintéticos em vias-férreas. Retrieved from <https://ria.ua.pt/handle/10773/7139>
- Matos-Fernandes, M. (2012). Mecânica dos solos. Conceitos e princípios fundamentais. (3ª

- Edição). Porto, Portugal: FEUP Edições.
- Mehrpazhouh, A., Naser, S., Tafreshi, M., & Mirzababaei, M. (2019). Impact of repeated loading on mechanical response of a reinforced sand. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(4), 804–814. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.013>
- Muthu Lakshmi, S., Rishikesan, R., Vijay Gokulavasan, S., Sunil Babu, B. S., Nafeel, A. K., Satish Anand, M. J., & Naveen Aravind, A. (2020). Enhancement of strength characteristics of Clayey Sand using fly ash and geonet. *Materials Today: Proceedings*, (xxxx). <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.02.078>
- Noorzad, R., & Mirmoradi, S. H. (2010). Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), 386–392. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.12.002>
- NP EN ISO 10318-2. (2015). Geosynthetics — terms and definitions.
- NP EN ISO 10319. (2005). Geotêxteis. Ensaio de tracção em tiras largas (versão Portuguesa da norma EN ISO 10319: 1996).
- NP EN ISO 9863-1. (2006). NP EN ISO 9863-1:2006 - Geossintéticos; Determinação da espessura a pressões especificadas; Parte 1: Camadas simples. Retrieved April 29, 2020, from <https://lojanormas.ipq.pt/product/np-en-iso-9863-1-2017/>
- NP EN ISO 9864. (2006). NP EN ISO 9864:2006 - Geossintéticos; Ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos relacionados. Retrieved April 29, 2020, from <https://lojanormas.ipq.pt/product/np-en-iso-9864-2006/>
- Pimentel, K. C. A. (2007). Estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas com geossintéticos. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10482/3067>
- Pinho Lopes, Margarida, & de Lurdes Lopes, M. (2010). A durabilidade dos geossintéticos (1ª edição). Porto, Portugal: FEUP Edições.
- Pinho Lopes, Margarida. (2020). Apontamentos de Mecânica dos Solos II.
- Pinto, A. E. da S. (2005). Aplicação de geossintéticos em linhas-férreas: estudo laboratorial dos fenómenos de abrasão e danificação durante a instalação nos materiais. Retrieved from <http://hdl.handle.net/10216/12831>
- Rajagopal, K., Krishnaswamy, N. R., & Madhavi Latha, G. (1999). Behaviour of sand confined with single and multiple geocells. *Geotextiles and Geomembranes*. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(98\)00034-X](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(98)00034-X)

- Sieira, A. C. C. F. (2003). Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha. Tese de Doutorado em Ciências de Engenharia Civil (Geotecnia), PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil. Retrieved from <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=4295@1>
- Society, I. G. (2018). Guide to the specification of geosynthetics. Retrieved from www.geosyntheticssociety.org
- Sweta, K., & Hussaini, S. K. K. (2018). Effect of shearing rate on the behavior of geogrid-reinforced railroad ballast under direct shear conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(3), 251–256. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.12.001>
- Tavares, P. J. F. (2009). Reforço de subestruturas de vias férreas com geossintéticos. Retrieved from <http://www.fe.up.pt>
- Tensar. (2012). Caminhos de Ferro. Retrieved from <https://www.tensar.pt/Área-de-download?subpath=Brochures>
- Wang, J. Y., Hughes, P. N., & Augarde, C. E. (2019). CBR strength of London Clay reinforced with polypropylene fibre. <https://doi.org/10.32075/17ECMGE-2019-0296>