



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

**ESTUDO DA RELAÇÃO ENTRE SUÇÃO, DILATÂNCIA E
RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO DE INTERFACES AREIA-
GEOSSINTÉTICO**

MARIA GABRIELA GUEVARA RODRIGUEZ

SÃO CARLOS

2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL

**ESTUDO DA RELAÇÃO ENTRE SUÇÃO, DILATÂNCIA E RESISTÊNCIA AO
ARRANCAMENTO DE INTERFACES AREIA-GEOSSINTÉTICO**

MARIA GABRIELA GUEVARA RODRIGUEZ

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil

Área de Concentração: Estudo e Desenvolvimento de Sistemas de Infraestrutura Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha

São Carlos

2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Maria Gabriela Guevara Rodriguez, realizada em 01/03/2018:

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha
UFSCar

Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França
UFRN

Prof. Dr. Júlio Antonio Zambrano Ferreira
TRI

Dedico este trabajo a Dios, mis padres Violeta y Nicolás, mis hermanos Nicole y Nicolás y a mis abuelos Violeta y Ramón (Q.E.P.D) con mucho amor, dedicación y esfuerzo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente, pela vida e saúde e todas as bênçãos recebidas até hoje.

À Universidade Federal de São Carlos e sua Secretaria de Relações Internacionais, por desenvolver políticas de internacionalização e mobilidade acadêmica, na qual tive a oportunidade de ser selecionada.

Ao Departamento de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, pelo suporte técnico e aos professores pelas aulas e o conhecimento transmitido.

Ao Prof. Fernando Portelinha, pela orientação, paciência e todos os aportes recebidos para o desenvolvimento da pesquisa, e a sua esposa Profa. Dra. Natália Correia pela co-orientação no trabalho e todas as recomendações e sugestões dadas.

À toda minha família, incluindo minha melhor amiga Hazal Reyes, pelo amor, compreensão e apoio incondicional durante essa importante experiência na minha vida.

Ao Laboratório de Geotecnia da UFSCar por oferecer as instalações e às empresas TDM Brasil e Propex do Brasil por fornecerem os materiais utilizados na pesquisa. Também a todos os integrantes do laboratório, principalmente ao técnico Sidney, pela ajuda constante na realização dos ensaios.

À banca examinadora, Dr. Julio Zambrano Ferreira e Prof. Dr. Fagner Alexandre Nunes de França, pelas sugestões proporcionadas e pelo tempo dedicado na revisão deste trabalho.

Aos colegas de pós-graduação, pelo companheirismo e por compartilhar conhecimentos técnicos no desenvolvimento da pesquisa.

Aos amigos internacionais em São Carlos, que foram de fundamental apoio nos momentos difíceis, Maria Camila, Katya Alejandra, Maria José e Christian David.

Ao Programa de Alianças para a Educação e a Capacitação (Bolsas Brasil - PAEC OEA-GCUB), à Organização dos Estados Americanos (OEA), à Organização Pan-Americana da Saúde (OPAS/OMS), e ao Grupo Coimbra de Universidades Brasileiras (GCUB).

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de mestrado proporcionada no Brasil.

RESUMO

RODRIGUEZ, Maria Gabriela Guevara. **Estudo da relação entre sucção, dilatância e resistência ao arrancamento de interfaces areia-geossintético**. 2018. (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O comportamento de interface entre o solo e geossintéticos tem um papel fundamental em estruturas de solo reforçado. A resistência de interface solo-geossintéticos, normalmente obtida por ensaios de arrancamento ou cisalhamento direto, consiste num parâmetro imprescindível para análises de projeto, cujo efeito da forma e tamanho das partículas, teor de umidade do solo e da tensão normal são fatores de influência muito importantes. Em caso de solos arenosos, existe variação de volume durante a mobilização do atrito, sendo a dilatância e o tipo de geossintético utilizado como reforço os fatores que podem influenciar no comportamento de resistência, no entanto para interfaces entre solos arenosos e geossintéticos, os estudos de variação volumétrica são bastante escassos. Ainda, sob condições de elevada umidade, a sucção do solo e a dilatância em solos arenosos passam a ser parâmetros interdependentes que podem afetar a resistência de interface. Com isso, este estudo baseia-se em ensaios de arrancamento realizados com dois diferentes tipos de geossintéticos, sendo uma geogrelha e um geotêxtil tecido, os quais foram embutidos em uma areia bem graduada compactada com densidade relativa de 90% sob diferentes condições de umidade. A dilatância da interface e a resistência de arrancamento dos geossintéticos em areia foram estudadas com vistas às alterações de sucção matricial durante a mobilização de atrito. Grande parte dos aparatos existentes na literatura não captam, ou não relatam, as variações volumétricas da interface devido à restrição por tampa de reação, devido a isso utilizou-se um equipamento de escala reduzida, com instrumentação que permitiu registrar a força de arrancamento, deslocamentos internos do geossintético, deslocamento do atuador, deslocamentos verticais e também a sucção. A areia foi compactada com três diferentes teores de umidade: seco ao ar, umidade ótima da curva de Proctor Normal e sob inundação. Os resultados mostraram que a dilatância desenvolvida em interfaces areia-geogrelha é significativa e, muitas vezes, maiores que a do próprio solo. Os geotêxteis tecidos mostraram, por outro lado, efeito de compressão em todos as interfaces desenvolvidas. Foi verificado que a elevada dilatância de interface da

areia no estado compacto e umidade ótima, durante o arrancamento da geogrelha, resultou em diminuição da sucção, mas em um aumento da resistência de interface. Por outro lado, para areia compacta no estado seco, porém na mesma densidade relativa, a resistência mostrou-se inferior da areia nas condições úmidas, mostrando que os efeitos associados da capilaridade e dilatância são significativos na resistência de interface solo-geossintéticos.

Palavras chaves: Geossintéticos, solo reforçado, arrancamento, dilatância, interface, sucção.

ABSTRACT

RODRIGUEZ, Maria Gabriela Guevara. **Study of the relationship between suction, dilatancy and pullout resistance of sand-geosynthetic interfaces**. 2018. (Master in Structures and Civil Construction) - Federal University of São Carlos, São Carlos, 2018.

The interface behavior between soil and geosynthetics plays a key role in reinforced soil structures. The soil-geosynthetic interface resistance, usually obtained by pullout or direct shear tests, is an essential parameter for design analysis, whose effect of particle shape and size, soil moisture content and normal stress are very important influential factors. In the case of sandy soils, there is a variation of volume during the mobilization of the friction; the dilatancy and the type of geosynthetics used as reinforcement are the factors that can influence the resistance behavior. Also, under high humidity conditions, soil suction and dilatation in sandy soils become interdependent parameters that may affect interface resistance. This study is based on pullout tests performed with two different types of geosynthetics, being a geogrid and a woven geotextile, which were embedded in a well graded compacted sand with a relative density of 90% under different humidity conditions. The interface dilatation and pullout strength of geosynthetics in sand were studied for the purpose of matrix suction changes during the friction mobilization. For this, a small scale equipment was used, with instrumentation that allowed to register the pulling force, internal displacements of the geosynthetics, displacement of the actuator, vertical displacements and also the suction. The sand was compacted with three different moisture contents: air dry, optimum moisture content of the Proctor Normal curve and saturated. The results showed that the dilatation developed in sand-geogrid interfaces is significant and often bigger than the soil itself. The fabric geotextiles showed, on the other hand, a compression effect on all developed interfaces. It was verified that the high interface dilatation of the sand in the compact state and optimal moisture during geogrid pullout resulted in a decrease in suction but an increase in interface resistance. On the other hand, for compacted sand in the dry state, but at the same relative density, the resistance showed to be lower in comparison with wet sand, showing that the associated effects of capillarity and dilatation are significant in the soil-geosynthetic interface resistance.

Keywords: Geosynthetics, soil reinforced, pullout, dilatation, interface, suction.

SUMÁRIO

<i>CAPÍTULO 1</i>	<i>INTRODUÇÃO E OBJETIVOS</i>	
1.1	Introdução	11
1.2	Objetivos	14
1.3	Organização do trabalho	14
<i>CAPÍTULO 2</i>	<i>REVISÃO BIBLIOGRAFICA</i>	
2.1	Aspectos sobre solo reforçado com geossintéticos e a importância do comportamento de interface	16
2.2	Mecanismos de interação solo-reforço	21
2.3	Parâmetros de influência em interfaces solo-geossintéticos	28
2.3.1	Tipo e condição do solo e tensão confinante	28
2.3.2	Influências das condições de contorno	36
2.3.3	Efeitos da dilatância e compressão	38
2.5	Ensaio de arrancamento de pequeno porte	43
<i>CAPÍTULO 3</i>	<i>PROGRAMA EXPERIMENTAL</i>	
3.1	Equipamento para ensaios de arrancamento de pequeno porte	58
3.2	Materiais	62
3.2.1	Solo utilizado	62
3.3	Instrumentações	67
3.4	Procedimento de ensaio de arrancamento	72
3.5	Programa de ensaios	80
<i>CAPÍTULO 4</i>	<i>RESULTADOS E DISCUSSÕES</i>	
4.1	Resultados dos ensaios de arrancamento em interface geotêxtil-areia – análise da repetibilidade	83

4.2	Comparações do comportamento de interface areia-geotêxtil e areia-geogrelha	99
4.3	Avaliação da relação sucção-dilatância-resistência das interfaces com geotêxtil e geogrelha.....	114

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

Capítulo 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 Introdução

No contexto de muros de contenção, a técnica de reforço de solos com geossintéticos é uma opção amplamente utilizada, devido a suas vantagens técnicas (versatilidade, flexibilidade e funcionalidade) e, principalmente baixo custo em comparação às soluções convencionais. Em projetos com esse tipo de estrutura os parâmetros de resistência da interface solo-reforço são utilizados na fase de dimensionamento de forma a garantir que a estrutura não sofra ruptura pelo deslizamento do reforço em relação à massa de solo compactada.

Dessa forma, os mecanismos de interação solo-geossintéticos têm sido pesquisados de forma especial nos últimos tempos (OCHIAI *et al.* 1996; MORACI e RECALCATI 2006; PALMEIRA 2004; KHOURY *et al.* 2011; ESMAILI *et al.* 2014), não somente em virtude da sua importância no dimensionamento e desempenho dos projetos, mas também na busca do real entendimento e quantificação, considerando as variáveis que atuam nas condições de campo. A maioria destes estudos apresentam o ângulo de atrito de interface mobilizado entre o solo e o reforço como o fator fundamental para avaliação da ruptura de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. No entanto, o uso de simulações numéricas, com base em métodos de elementos finitos e discretos tem mostrado que a interação das partículas, e a interação entre as partículas e a estrutura do geossintéticos, tem um papel fundamental no comportamento tensão-deformação de estruturas de solo reforçado (KARPURAPU e BATHURST 1995; ROWE e HO 1996; DESAI e EL-HOSEINY 2005; BASUDHAR *et al.* 2008; BHANDARI *et al.* 2008; FERELLEC e MCDOWELL 2012; WANG *et al.* 2014).

De fato, o comportamento mecânico das interfaces solo-reforço, depende principalmente das propriedades físicas do solo (tamanho das partículas, mineralogia, densidade, grau de saturação), assim como também das propriedades dos geossintéticos

(tipo, estrutura, textura, rigidez e permeabilidade) (GIROUD *et al.* 1985; ATHANASOPOULOS 1993; LEE e MANJUNATH 2000; GOODHUE *et al.* 2001; KHOURY *et al.* 2011; ANUBHAV e BASUDHAR 2013; ESMAILI *et al.* 2014; HATAMI e ESMAILI 2015; FERREIRA e ZORNBERG 2015; VANGLA e LATHA 2015; VIEIRA *et al.* 2015; PRASAD e RAMANA 2016; VANGLA e LATHA 2016). Quando se trata do efeito do tamanho das partículas no comportamento de interface solo-geossintéticos, a dilatância pode ser um fator de importância, a depender do tipo de geossintético, por introduzir tensões adicionais na interface, influenciando na resistência ao cisalhamento de interface (AFZALI-NEJAD *et al.* 2016).

Na Mecânica dos Solos, o comportamento de variação volumétrica de solos arenosos sob cisalhamento revela fenômenos de compressão e dilatância a depender da condição de compactação relativa do material, saturação e nível de tensão confinante. Ainda, a variação volumétrica de solos arenosos podem apresentar desenvolvimento de pressões neutras negativas (sucção) ou positivas a depender da condição da interface. Esses efeitos de pressões neutras pode afetar o comportamento do solo, o que é bem conhecido no meio técnico. No entanto, para interfaces entre solos arenosos e geossintéticos, os estudos de variação volumétrica são bastante escassos, podendo-se referenciar o trabalho atual de Afzali-Nejad *et al.* (2016). Ainda mais escassos são os estudos do efeito da relação variação volumétrica-pressões neutras (ou sucção) desenvolvidas durante a mobilização de resistência ao arrancamento de geossintéticos. Sob baixo confinamento, os solos compactados tendem a dilatar, e para dilatar precisam um trabalho adicional em relação ao esforço normal aplicado. No caso da resistência ao arrancamento, o solo tende a dilatar-se à medida que os deslocamentos são mobilizados ao longo do reforço. Nessa situação, o solo envolvendo interface solo-reforço pode ser impedido de se dilatar, de forma a se promover um aumento na tensão de confinamento. O resultado da dilatância impedida pode provocar um acréscimo na parcela de resistência por atrito e, conseqüentemente, na resistência total ao arrancamento da interface (TEIXEIRA, 2003).

Muitos dos estudos de interface solo-geossintéticos são realizados através do uso de diferentes equipamentos e ensaios para a determinação de fatores correlatos à interação, sendo os mais comuns: o ensaio de cisalhamento-direto de interface (e.g. PALMEIRA 2009; LOPES 2012; VIEIRA *et al.* 2015; FERREIRA e ZORNBERG 2015); ensaios de

plano inclinado (e.g. PALMEIRA 2009, BRIANÇON *et al.* 2011) e ensaios de arrancamento de geossintéticos (ASTM D6706). Mais corriqueiramente, o estudo da interação solo-geossintéticos é conduzido por meio dos ensaios de arrancamento ou cisalhamento de interface, os quais podem ser realizados por meio de ensaios de pequeno porte (PALMEIRA e MILLIGAN 1989b; OCHIAI *et al.* 1996; SUGIMOTO *et al.* 2001; TEIXEIRA 2003; JU *et al.* 2004; KAKUDA 2005; FERREIRA 2007; PEREIRA 2010; CLANCY e NAUGHTON 2011; HATAMI e ESMAILI 2015; KHOURY *et al.* 2011; ANUBHAV e BASUDHAR 2013; DEB e KONAI 2014; ESMAILI *et al.* 2014) e de grande porte (ASTM D6706, FARRAG *et al.* 1993, LOPES e LADEIRA 1996, LOPES e LOPES 1999, PERKINS e CUELHO 1999, PALMEIRA 2004, HATAMI *et al.* 2014). No entanto, no que se refere a ensaios de arrancamento de geossintéticos, grande parte dos aparatos existentes na literatura não captam, ou não relatam, as variações volumétricas da interface devido à restrição por tampas de reação. Menos ainda, são os estudos que relacionam essa variação com as poropressões desenvolvidas durante a mobilização.

Por razão de reproduzir fielmente as condições reais e de minimização de efeitos de borda, é que existe a recomendação de uso de ensaios de grande porte (10 vezes o tamanho da maior abertura ou partícula) para projetos de estrutura de solo reforçado. No entanto, os equipamentos de grande porte, apesar de possuírem maior fidedignidade do comportamento no campo e a quantificação adequada dos parâmetros da interface, possuem a desvantagem de serem mais onerosos, apresentarem certa dificuldade no controle de parâmetros, além de demandarem maior tempo de execução e complexidade na montagem. Decorrente desses fatos, os equipamentos de pequeno porte podem ser utilizados a fim de atender às necessidades existentes, sem ser necessária à utilização de grandes volumes de solo, redução no tempo e nos custos de execução dos ensaios. Ainda destaca-se a facilidade de obtenção da variação volumétrica por meio de ensaios de pequeno porte, por facilitarem a aplicação da tensão normal sem a restrição de deslocamentos. Cabe informar que a principal limitação do uso de aparatos de pequeno porte, diz respeito ao fato de apresentarem maiores efeitos de borda, o que interfere na obtenção de parâmetros de projeto. Por outro lado, estudos tem mostrado que estes podem ser usados para avaliações comparativas de parâmetros de influência na resistência de interface (KHOURY *et al.*

2011; ANUBHAV e BASUDHAR 2013; DEB e KONAI 2014; ESMAILI *et al.* 2014; HATAMI e ESMAILI 2015).

1.2 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo estudar a influência da dilatância e da sucção na resistência ao arrancamento de interface entre um solo puramente arenoso e diferentes geossintéticos. Para isso, utilizou-se um equipamento de arrancamento de pequeno porte proveniente da adaptação de um ensaio convencional de cisalhamento direto de solos. Objetiva-se especificamente:

- Identificar o comportamento relacionado à variação volumétrica (com vistas à dilatância) de interface de diferentes geossintéticos embutidos em solo arenoso com diferentes valores de teor de umidade (seco ao ar, umidade ótima e saturado);
- Relacionar o comportamento de variação volumétrica com a sucção desenvolvida durante a mobilização de resistência de interface em ensaios de arrancamento;
- Analisar o uso de um equipamento de arrancamento de pequeno porte captando os efeitos de bordas estabelecidos durante o processo de arrancamento;
- Avaliar a aplicabilidade do equipamento de pequeno porte para estudos de interface mediante a execução de ensaios de repetibilidade.

1.3 Organização do trabalho

O documento de dissertação apresentado está organizado da seguinte maneira:

- O capítulo 2 apresenta uma revisão dos principais conceitos que se referem ao uso de geossintéticos em estruturas de solo-reforçado, contribuições científicas em torno dos mecanismos de interação que envolvem este tipo de estruturas e sobre a dilatância em interfaces solo-geossintéticos, a descrição de diferentes aparatos de ensaios de arrancamento de pequeno porte, e também os principais parâmetros que influenciam no comportamento de interface solo-geossintéticos;

- O capítulo 3 explica os materiais utilizados bem como os métodos empregados no programa experimental;
- O capítulo 4 apresenta os resultados e a análise dos ensaios com base nos objetivos propostos; e
- O capítulo 5 resume as conclusões e contribuições obtidas pelo trabalho experimental executado além das sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Aspectos sobre solo reforçado com geossintéticos e a importância do comportamento de interface

Os métodos de melhoria de solos com vista à estabilização e contenção de taludes têm sido objeto de muitas pesquisas nos últimos anos. Visto que os deslizamentos de terra ocasionam gastos anuais volumosos em obras de prevenção e correção, assim como também as despesas indiretas provenientes dos acidentes que frequentemente ocorrem nos períodos chuvosos. Devido a isso as estruturas de solo reforçado converteram-se em uma alternativa para soluções de muro de gravidade e de flexão e são utilizadas cada vez mais para duas finalidades importantes: taludes em aterro e aterros de base para obras de infraestrutura.

Uma vez que os solos possuem, em geral, resistência elevada a esforços de compressão e assim mesmo baixa resistência a esforços de tração, eles geralmente tendem a sofrer movimentações devido ao seu peso próprio. Ocorrerá, por tanto, um grande deslocamento da massa de solo, levando o sistema à ruptura ao cisalhamento do solo, como pode-se observar na Figura 2.1a. Por outro lado, nas estruturas de solo reforçado, as inclusões absorvem e redistribuem os esforços da matriz de solo, limitando as deformações laterais das estruturas, evitando a ruptura por cisalhamento do solo e aumentando a capacidade de resistência de toda a estrutura em geral, como ilustra a Figura 2.1b.

A técnica de reforço de solos baseia-se na existência de um mecanismo de interação entre o solo e o reforço. Dentro do sistema de transferência de cargas há uma mobilização na capacidade de tração de elementos de reforços espaçados, na qual perde-se à necessidade de uma parede estrutural. Se uma face é recoberta em um sistema de estabilização interna, é na maioria dos casos, para prevenir erosão e vandalismo, mas sem possuir nenhum tipo de função estrutural.

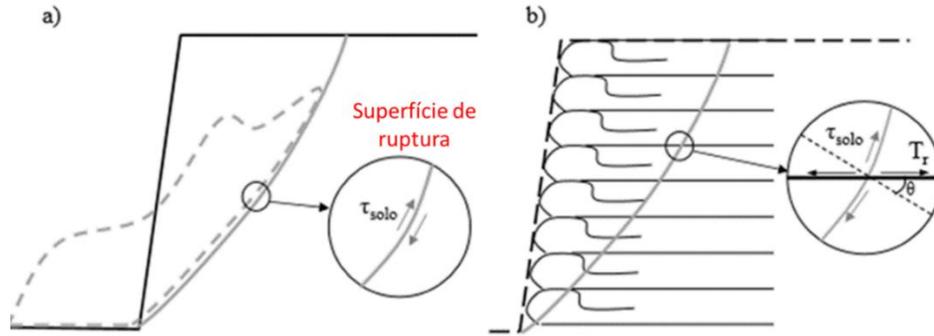


Figura 2.1. Princípio de funcionamento de estruturas de solo reforçado: (a) maciço de solo sem reforço; (b) estrutura de solo reforçado (Adaptado de JONES, 2000).

O princípio básico do funcionamento de um elemento de solo reforçado é apresentado na Figura 2.2, a qual mostra um elemento de solo sem reforço no qual são aplicados esforços de compressão (Figura 2.2a), e se não se atinge sua ruptura, o elemento sofrerá uma deformação, como ilustra a Figura 2.2b. Por outro lado, se forem introduzidas camadas de reforço nesse elemento, o reforço inibirá a deformação do elemento em ambas as direções, como se mostra na Figura 2.2c. Devido ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço, a restrição das deformações no elemento de solo é obtida. Se os esforços de compressão sobre o elemento de solo sem reforço aumentarem progressivamente, ocorrerá uma ruptura do elemento por cisalhamento. Nesse caso, surgirá uma cunha de ruptura no elemento, que poderá ser interceptada pelo reforço. O reforço trabalhará no sentido de evitar que a superfície de ruptura se desenvolva no solo.

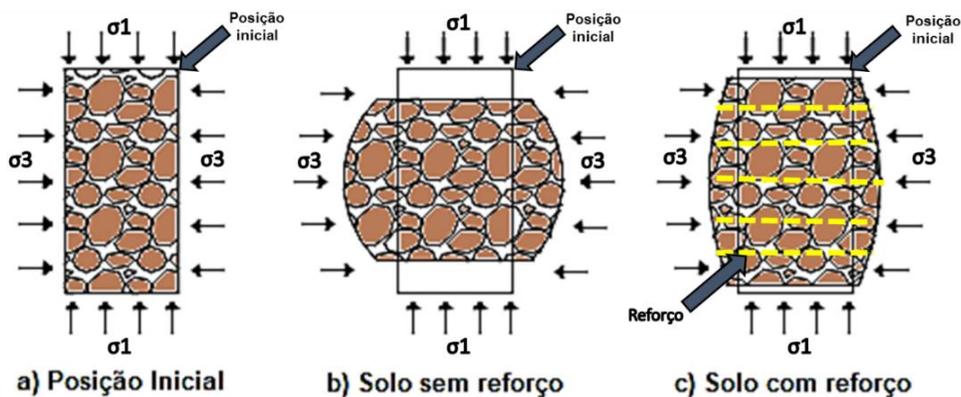


Figura 2.2. Restrição de deformações em um elemento de solo reforçado: (a) Estado de tensões em um elemento de solo; (b) deformação correspondente a situação de solo sem reforço; (c) deformação do solo com reforço (Benjamin, 2006).

A análise de estruturas de solo reforçado é geralmente conduzida em termos de estabilidade externa e estabilidade interna do sistema. Na verificação da estabilidade externa, considera-se o comportamento do conjunto similar ao de um muro de gravidade, analisando-se a segurança do maciço considerando os mecanismos clássicos de deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global. A análise da estabilidade interna, por sua vez, objetiva a verificação da integridade estrutural do maciço reforçado. Nesse caso, dois mecanismos de ruptura são avaliados: a ruptura e o arrancamento do reforço. No primeiro caso, analisa-se se a inclusão rompe por falta de resistência à tração do reforço. A ruptura consequente dessa situação pode ser catastrófica pois a força anteriormente suportada pelo reforço em ruptura é transferida para os outros reforços, o que pode dar origem ao desenvolvimento de uma ruptura progressiva (LOPES, 1992). No segundo mecanismo, analisa-se se o comprimento de ancoragem é suficiente para mobilização de tensão de cisalhamento na interface de modo a evitar o arrancamento ou deslizamento do reforço devido aos empuxos laterais.

Jewell (1996) determinou que as principais considerações na execução de estruturas de solo reforçado são: admitir que a estrutura tem que deformar para que seja mobilizada sua resistência à tração; que a estrutura vai deformar com o decorrer do tempo e, como consequência, a resistência disponível não será constante, mas sim, variável. Esta flexibilidade das estruturas de solos reforçados geralmente é vantajosa, porque a estrutura possui certo grau de movimentação em comparação às estruturas rígidas de concreto. É importante salientar que as estruturas de solo reforçado são projetadas para pequenas deformações. Caso exista tendência a ocorrer uma ruptura interna na massa reforçada, o fenômeno de arrancamento pode acontecer em trechos isolados do comprimento de ancoragem, sem que isso prejudique a estabilidade global do sistema. Isso significa que um talude reforçado pode estar rompido internamente sem que as consequências sejam notadas no seu exterior, devido à mobilização progressiva da resistência ao arrancamento (SIEIRA, 2003).

No caso de ruptura por arrancamento ou cisalhamento, a Figura 2.3 mostra alguns possíveis mecanismos de ruptura ou deformação excessiva de uma estrutura de solo reforçado, dependendo da região e condições de carregamento consideradas. Na região A

pode ocorrer o deslizamento da massa do solo na superfície de reforço, de modo que podem ser utilizados ensaios de cisalhamento direto para quantificar a ligação de reforço do solo nessas circunstâncias. Na região B, o solo e o reforço podem deformar lateralmente, de modo que um ensaio de deformação plana semelhante ao ensaio de tração confinada pode ser usado nesse caso. A região C mostra uma situação em que o solo e o reforço são cortados, de modo que o ensaio de cisalhamento direto com o reforço inclinado ao plano de cisalhamento pode ser empregado. Na região D, o reforço está sendo puxado para fora, então os ensaios de arrancamento seriam aplicáveis. Deve-se ressaltar que todos esses tipos de ensaios têm limitações na simulação das condições reais encontradas em uma estrutura de solo reforçado (PALMEIRA, 2009).

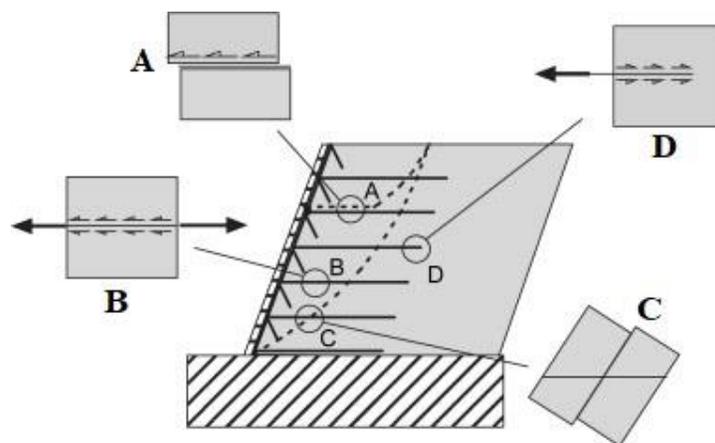


Figura 2.3. Mecanismos de interação em uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos (Palmeira, 2009).

Para fins comparativos, pode-se idealizar uma caixa de cisalhamento direto, a qual represente a resistência ao cisalhamento a se desenvolver na superfície de ruptura (Figura 2.4a). Do equilíbrio de forças nos elementos de solo reforçado, no trabalho de Jewell e Wroth (1987), podem ser identificados dois efeitos benéficos na resistência ao cisalhamento da massa de solo reforçado. O primeiro consiste na redução da força resultante de cisalhamento, tendo em vista a componente horizontal da força de tração no reforço ($P_R \text{ Sen } \Theta$), e o segundo consiste no aumento da força normal aplicada à superfície de cisalhamento ($P_R \text{ Cos } \Theta$), de tal forma que a resistência ao cisalhamento do elemento de solo reforçado sofra um pequeno acréscimo. Esse efeito é apresentado na Figura 2.4b.

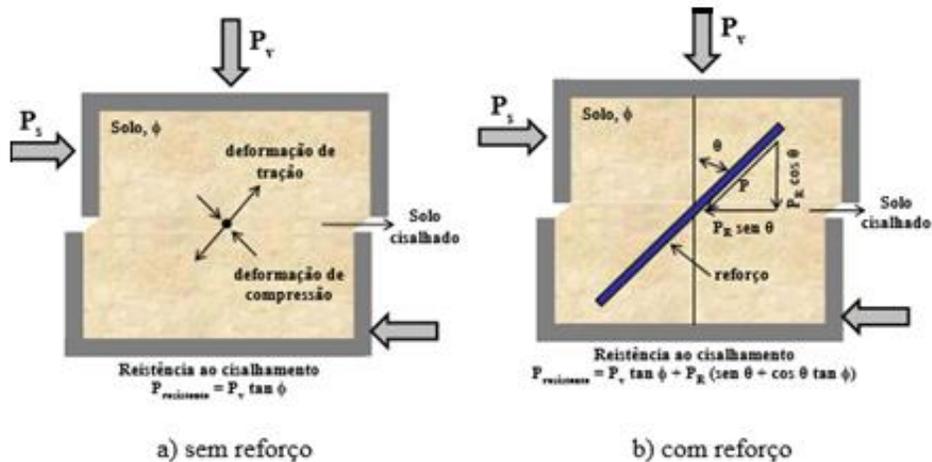


Figura 2.4. Elemento de ruptura idealizado (Benjamin (2006), adaptado de JEWELL E WROTH, 1987).

Contudo, o desempenho de estruturas reforçadas com geossintéticos depende fundamentalmente da interação adequada entre o sistema solo-reforço. Esses dois materiais apresentam comportamentos mecânicos complementares. O solo geralmente apresenta uma resistência elevada à compressão e ao cisalhamento, porém pequena resistência a tração. Por outro lado, os geossintéticos apresentam elevada resistência a tração. Na resistência ao arrancamento, o mecanismo de interação entre o solo e o reforço deve-se principalmente ao atrito e à adesão que se desenvolve no contato entre estes dois materiais.

Existem dois tipos de reforços poliméricos, os geossintéticos que são mantas planas e contínuas (geotêxteis) e os geossintéticos não contínuos com aberturas em forma de grelhas (geogrelhas). A função dos geotêxteis é separar a massa de solo em camadas horizontais, mobilizando desta maneira o mecanismo de cisalhamento na interface com o solo em contato. Neste caso, a mobilização de resistência na interface dá-se predominantemente por atrito. Por outro lado, as geogrelhas permitem a continuidade da massa de solo o qual ajuda na transmissão das tensões entre o solo e o reforço e permite também que a resistência passiva do solo se desenvolva frente aos elementos transversais do reforço, sendo essa a principal fonte de resistência de interface (SIEIRA, 2003).

Os geotêxteis são feitos, em sua maioria, com fibras, filamentos ou fios de polipropileno (PP) ou de poliéster (PET), sendo utilizadas instalações de fabricação de têxteis convencionais. A estrutura dos geotêxteis é determinada pela técnica adotada no processo de combinação das fibras na hora de sua fabricação, o qual pode dar origem a três

classes de geotêxteis: tecidos, não-tecidos e tricotado. No caso da fabricação das geogrelhas, os polímeros utilizados são o polietileno de alta densidade (PEAD), o polipropileno (PP) e o poliéster (PET). As geogrelhas possuem aberturas que permitem a incorporação do solo e uma geometria constituída de elementos transversais e longitudinais para uma melhor interação solo-estrutura. Na Figura 2.5 são mostradas as estruturas e/ou geometria dos geossintéticos mais utilizados em estruturas de solo reforçado. Em solicitações no campo, os geossintéticos encontram-se quase sempre imersos em uma massa de solo. Dessa forma os ensaios confinados reproduzem mais adequadamente as condições de operação dos reforços geossintéticos em maciços de solo reforçado.

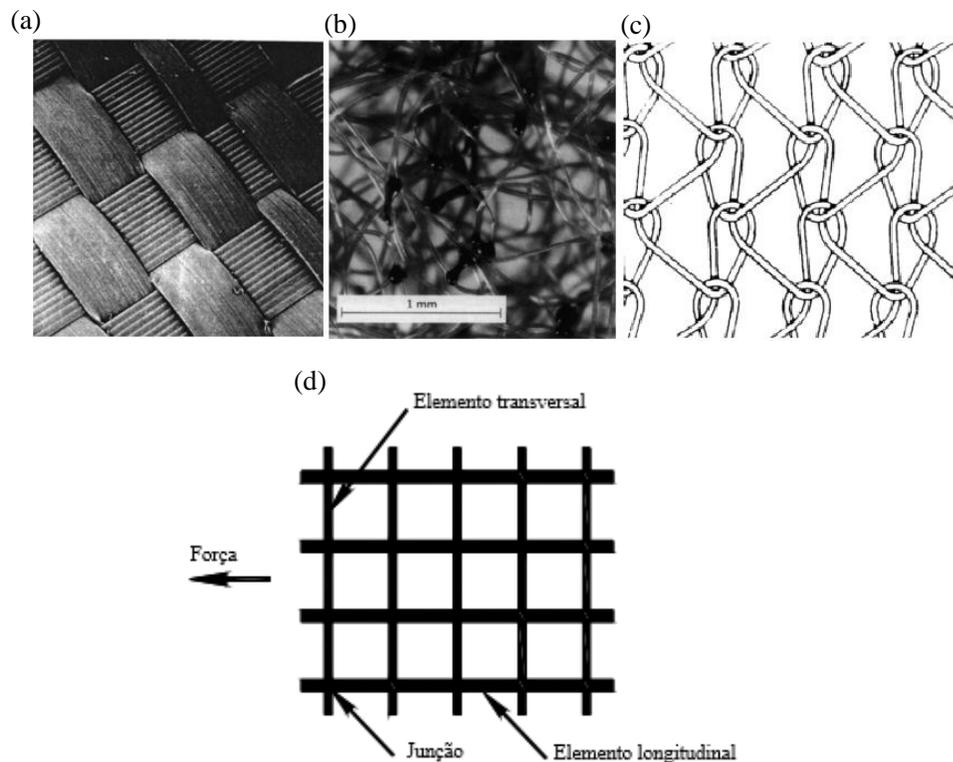


Figura 2.5. Diferentes classes de geossintéticos: (a) Geotêxteis tecidos; (b) Geotêxteis não tecido; (c) Estrutura de um geotêxtil tricotado (Adaptado de COSTA, 1999); (d) Elementos componentes de uma geogrelhas (TEIXEIRA, 2003).

2.2 Mecanismos de interação solo-reforço

Com relação ao processo de interação entre os diferentes tipos de solos e reforços geossintéticos, é importante conhecer que a transferência de tensões entre o solo e o reforço reflete no grau de interação entre ambos. Quanto melhor for a interação, mais eficiente será

o reforço, devido à maior mobilização de sua resistência à tração. Utilizar geogrelhas como reforço nos ensaios de arrancamento é o que melhor simula os mecanismos de interação solo-inclusão no maciço reforçado (TEIXEIRA, 2003).

A resistência ao arrancamento das geogrelhas é dada por dois mecanismos: O primeiro é devido à resistência de interface entre a área exposta dos membros longitudinais e transversal e o solo, e o segundo deve-se à resistência passiva gerada pelos elementos transversais quando são solicitados contra o solo na frente de avanço da geogrelha. Na Figura 2.6 apresenta-se um esquema para melhor compreensão da interação solo-geogrelha nos ensaios de arrancamento de geogrelhas. Por sua vez, a resistência ao cisalhamento de interfaces fica dependente do tipo de solo e das condições de drenagem, por uma parcela atritiva e outra adesiva. No caso de geotêxteis, a resistência de interface depende somente a resistência atritiva no contato com o solo.

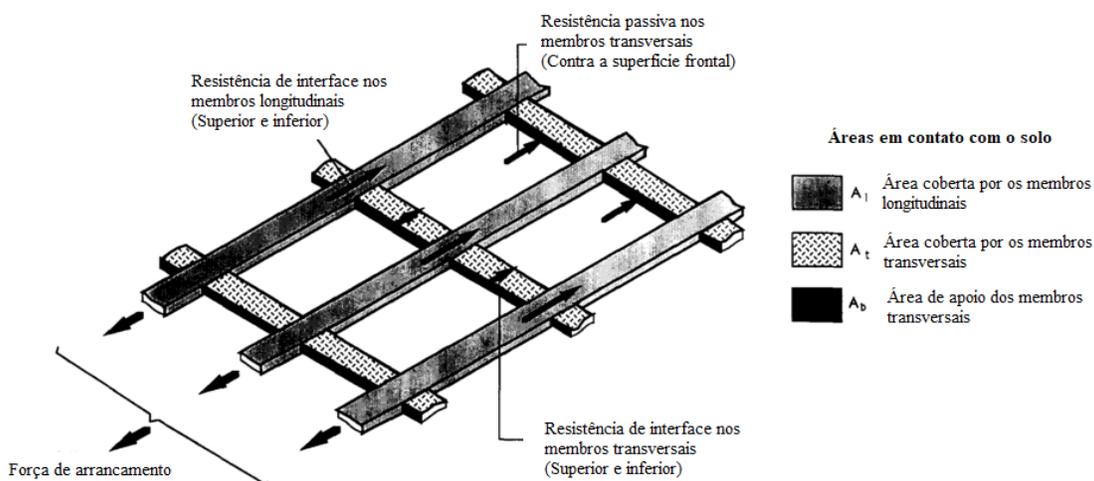


Figura 2.6. Componentes de uma geogrelha resistindo à força de arrancamento. (Adaptado de WILSON-FAHMY E KOERNER, 1993).

Para a análise de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, a resistência de interface é considerada por meio de coeficientes que refletem a interação do solo com o reforço. O coeficiente de interação não distingue a parcela atritiva da parcela passiva, no caso de geogrelhas, e incorpora os diferentes parâmetros de influência da resistência ao arrancamento. O coeficiente de interação consiste na relação entre a resistência de interface e a resistência ao cisalhamento do solo conforme descrito na Equação 1.

$$\mu_{S/SGY} = f_b \cdot \tan \phi' = \frac{P_R}{2 \cdot L_R \cdot \sigma'_v} \quad (1)$$

Em que P_R é a resistência ao arrancamento (por unidade de largura), σ'_v é a tensão confinante, L_R é o comprimento de ancoragem, ϕ o ângulo de atrito interno do solo, f_b é o coeficiente de interação solo-geossintético, e $\mu_{S/SGY}$ é o coeficiente de atrito aparente da interface.

No que tange aos mecanismos associados ao uso de geogrelhas, Farrag *et al.* (1993) e Teixeira *et al.* (2007) verificaram que o atrito de interface em geogrelhas é o primeiro mecanismo a contribuir na resistência ao arrancamento uma vez que demanda de pequenos deslocamentos relativos para ser mobilizado. A resistência referente aos esforços passivos nos membros transversais da geogrelha é mobilizada com grandes deslocamentos relativos e por essa razão, se manifesta posteriormente. No entanto, Teixeira *et al.* (2007) relatam que esta última governa a resistência última ao arrancamento de geogrelhas, o que, segundo Farrag *et al.* (1993) ocorre em geogrelhas constituídas de elementos transversais com baixa rigidez a flexão. Ainda, Milligan *et al.* (1990) descreve que no momento em que ocorre a mobilização da resistência passiva, há a diminuição da parcela atritiva entre os elementos da geogrelha e o solo de confinamento.

Milligan *et al.* (1990) e Dyer (1985) verificaram por meio de um estudo de fotoelasticidade que a mobilização passiva dos elementos transversais ocorrem de forma progressiva e desuniforme devido à interferência entre os membros longitudinais. Essa não uniformidade é aumentada quando geogrelhas menos rígidas são utilizadas em comparação com geogrelhas mais rígidas (tais como as metálicas). Ainda, quanto maior o espaçamento entre os membros transversais, menor é a interferência relativa. A Figura 2.7 ilustra os resultados obtidos por Dyer (1985) e Milligan *et al.* (1990). Com base nos resultados mostrados na figura, a interferência entre os membros longitudinais e o fato de adotar a geogrelha como elemento contínuo é que o coeficiente de atrito aparente torna-se dependente do comprimento da geogrelha (BERGADO *et al.* 1993; MORACI e GIOFFRÈ 2006), o que dificulta as análises de projeto. Os resultados de Moraci e Gioffrè (2006) mostrados na Figura 2.8 mostram a variação do coeficiente de atrito aparente em função do comprimento da geogrelha e da tensão normal adotada nos ensaios. Pode-se notar que

ancoragens mais curtas apresentaram maiores coeficientes de atrito aparente que as mais longas. Zhou *et al.* (2012) identificou os mecanismos de interação por meio de ensaios de arrancamento de uma geogrelha em areia, mostrando por meio de análises de microimagens que o solo na frente dos membros transversais da geogrelha é sujeito a um esforço passivo enquanto um estado de tensões ativas é alcançado atrás dos membros transversais criando uma região em estado fofo da areia.

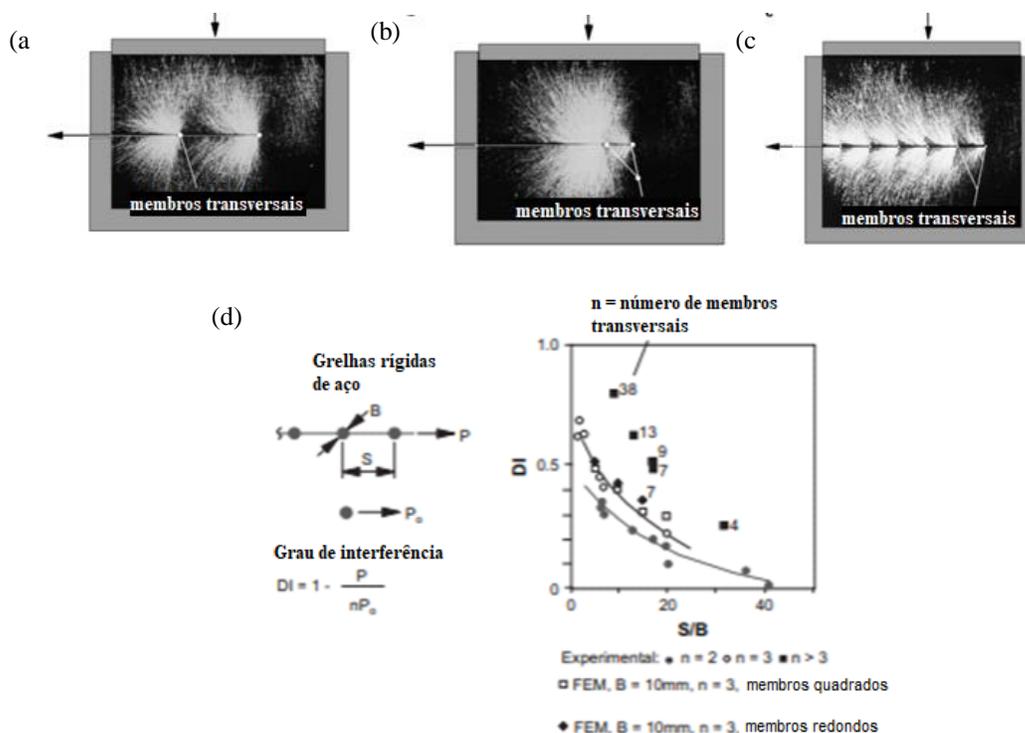


Figura 2.7. Interferência dos membros transversais: (a) espaçamentos maiores; (b) menores espaçamentos entre os membros; (c) ensaios com ancoragem de maior comprimento (Dyer, 1985); grau de interferência versus razão entre espaçamento e espessura dos membros.

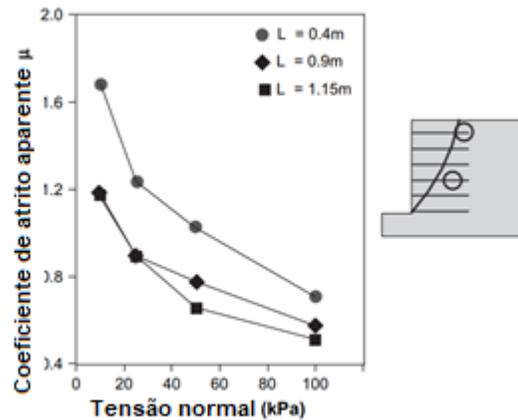


Figura 2.8. Coeficiente de atrito aparente versus tensão normal (Adaptado de Palmeira 2009).

Uma vez que a mobilização dos membros transversais de geogrelhas ocorre de forma progressiva, os deslocamentos de sucessivas junções resultam em mobilização em diferentes deslocamentos, o que foi obtido por Ochiai *et al.* (1996). A Figura 2.9a apresenta os deslocamentos em junções entre os membros transversais e longitudinais de uma geogrelha submetida ao arrancamento, sob tensão vertical de 17 kPa. Nota-se que as junções deslocam-se de forma desigual, com uma distribuição decrescente dos deslocamentos em relação ao ponto mais próximo da aplicação da força de arrancamento. Com isso, tem-se que as parcelas de resistência dos elementos das geogrelhas são diferentes e a ruptura ocorre de forma progressiva, iniciando do ponto mais próximo da aplicação de força de arrancamento para os pontos subsequentes até a ruptura generalizada. A Figura 2.9b apresenta a distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha durante o arrancamento obtidos por Teixeira *et al.* (2007).

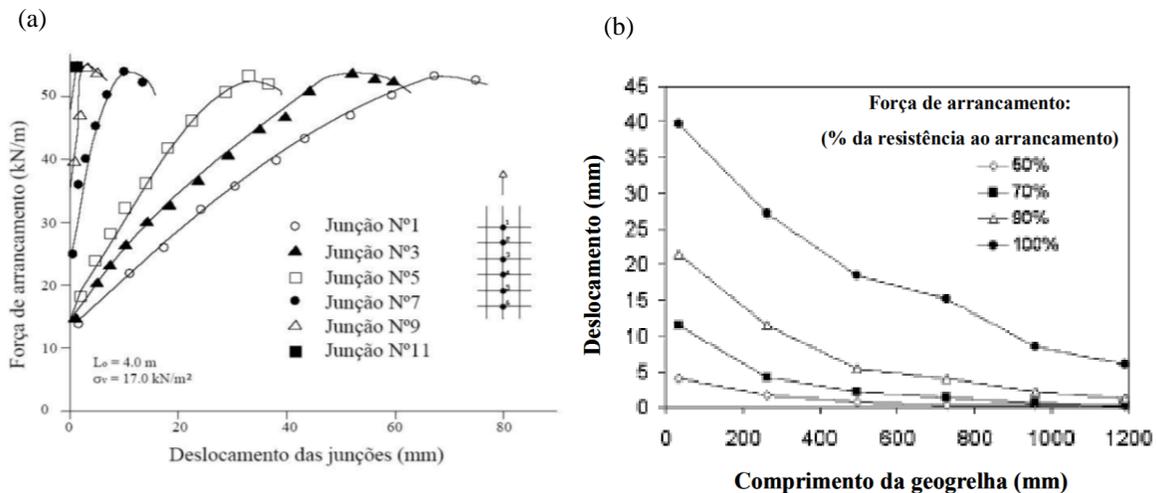


Figura 2.9. Ruptura progressiva de geogrelhas submetidas ao arrancamento: (a) Curva força de arrancamento versus deslocamento das junções entre os membros (Ochiai *et al.* 1996); (b) Distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento (Teixeira *et al.* 2007).

Como anteriormente descrito, quando a força de arrancamento é aplicada, a força de tração passa a ser transferida da porção central livre do reforço para a extremidade embutida no solo. Isso permite definir o mecanismo de mobilização de forças de arrancamento. A Figura 2.10 ilustra um esquema do mecanismo de transferência de forças de arrancamento em uma geogrelha. Os geossintéticos mais extensíveis sob condição de arrancamento, um alongamento considerável dos membros longitudinais ocorre na geogrelha. Dessa forma, sob a condição de aplicação da força de arrancamento e tensão vertical efetiva, somente a porção frontal da geogrelha desloca em relação ao solo circundante. A distribuição de tensões internas de tração pode ser muito complexa dependendo das condições de contorno, propriedades mecânicas do solo e das características mecânicas, físicas e estruturais do reforço geossintéticos (LABA *et al.* 1984; OCHIAI *et al.* 1992; ABRAMENTO e WHITTLE 1995; ALAGIYAWANNA *et al.* 2001; SUGIMOTO *et al.* 2001; MORACI e CARDILE 2009; MORACI *et al.* 2009; CAZZUFFI *et al.* 2011; MORACI e CARDILE 2012; ZHOU *et al.* 2012; VIEIRA 2013; CALVARANO *et al.* 2014; CARDILE *et al.* 2014; CAZZUFFI *et al.* 2014a, 2014b; MORACI *et al.* 2014a, 2014b). O comprimento ativo consiste na porção da geogrelha em que a mobilização do mecanismo de interação ocorre ao longo do comprimento embutido da geogrelha. A definição do comprimento ativo da geogrelha é de suma importância uma vez que define a real área de mobilização de esforço, o que não é normalmente considerado

em análises convencionais de ensaios de arrancamento. Cardile *et al.* (2016) mostra que o comprimento ativo da geogrelha aumenta de forma proporcional com o aumento da tensão confinante. Ainda, o comprimento ativo altera-se durante o processo de arrancamento, sendo menor na fase inicial (geogrelha ainda não arrancamento, somente tracionada) e aumenta progressivamente até a fase de arrancamento.

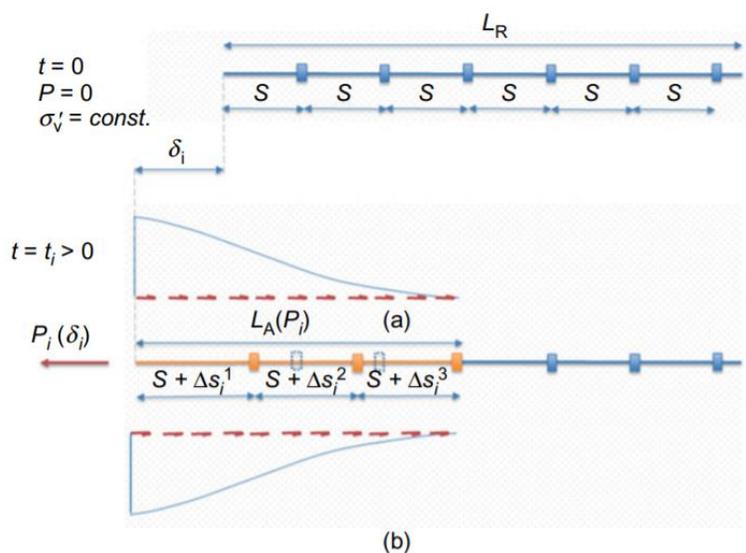


Figura 2.10. Mecanismo de distribuição de tensões em uma geogrelha submetida a esforços de arrancamento: (a) $P = 0$; (b) $P > 0$.

No que se refere aos mecanismos de interação entre solos e geossintéticos planares contínuos, ou seja, os geotêxteis, passam a ser simplificado na mobilização de atrito pleno de interface. No entanto, o comprimento de mobilização de atrito para esse tipo de material (muito extensível) irá depender de diferentes fatores. Sobhi e Wu (1996) mostraram que a rigidez do reforço afeta os deslocamentos e o comprimento de atrito mobilizado ao longo do comprimento total do reforço sob a condição de arrancamento. Diferente das geogrelhas, o aumento da tensão confinante vertical resulta em um menor comprimento de mobilização de atrito e o mesmo efeito ocorre em geotêxteis de menores espessuras. Boyle *et al.* (1996) relata que a taxa de deslocamento pode também impactar na resposta de arrancamento de geotêxteis.

Mesmo que a mobilização de forças de arrancamento em geotêxteis ocorra em termos de atrito de interface, os ensaios de arrancamento de geotêxteis tem demonstrado que essa interação resulta em uma distribuição desuniforme dos deslocamentos, o que está

associado a concentração de tensões de cisalhamento na porção frontal com comprimento arrancado. Com isso, o conceito de tensões cisalhantes laterais uniformemente mobilizadas, corriqueiramente adotado em análises de projeto, pode não ser adequada (MCGOWN *et al.* 1978). Ainda, as tensões cisalhantes mobilizadas em ensaios de arrancamento podem ser significativamente diferentes daquelas obtidas em ensaios de cisalhamento direto de interface (JEWEL *et al.* 1984). Em um extensivo trabalho em torno de interação solo-geotêxteis, Juran e Chen (1988) concluíram que a interação atritiva solo-geotêxteis depende significativamente da rigidez da inclusão e das propriedades mecânicas do solo. Quanto mais extensível o geotêxtil, menos uniformes são as tensões mobilizadas, o que dificulta muito a definição de parâmetros de projeto.

2.3 Parâmetros de influência em interfaces solo-geossintéticos

De acordo com Ferreira (2007), os fatores que mais influenciam a magnitude da resistência de arrancamento em uma estrutura de solo reforçado são o confinamento do solo, a dilatância, o teor de umidade, grau de compactação ou densidade, granulometria do solo, velocidade do ensaio, abertura da parede frontal para saída da inclusão, dimensões da caixa de ensaios; e geometria e propriedades mecânicas do reforço geossintético.

2.3.1 Tipo e condição do solo e tensão confinante

Assim como as diferenças de comportamento de resistência ao cisalhamento entre solos granulares e solos argilosos, o comportamento de interface solo-geossintéticos também possui peculiaridades de acordo com o tipo de solo com que irá interagir. Resultados de ensaios de arrancamento em geogrelhas inseridas em diferentes tipos de solo, obtidos por Chang *et al.* (1995) mostram que as discrepâncias encontradas entre solos granulares em comparação aos solos finos se devem principalmente ao tamanho dos grãos que preenchem os vazios das geogrelhas. De acordo com Chang *et al.* (1995), a resistência ao arrancamento das grelhas aumenta com o confinamento, mas as taxas de crescimento são diferentes dependendo do tipo de solo. O efeito do confinamento é muito menor em solos mais finos, com ambas as parcelas adesiva e atritiva menores quando comparadas com a interface em solos granulares. Por outro lado, resultados apresentados por Bergado *et al.*

(1987) mostraram taxas semelhantes de aumento na resistência ao cisalhamento de interface com o aumento da tensão de confinamento, tanto em solo areno-argiloso como em solo argiloso intemperizado. No entanto, a parcela de adesão da interface em solo areno-argiloso foi consideravelmente maior, enquanto às parcelas de atrito foram semelhantes (Figura 2.11).

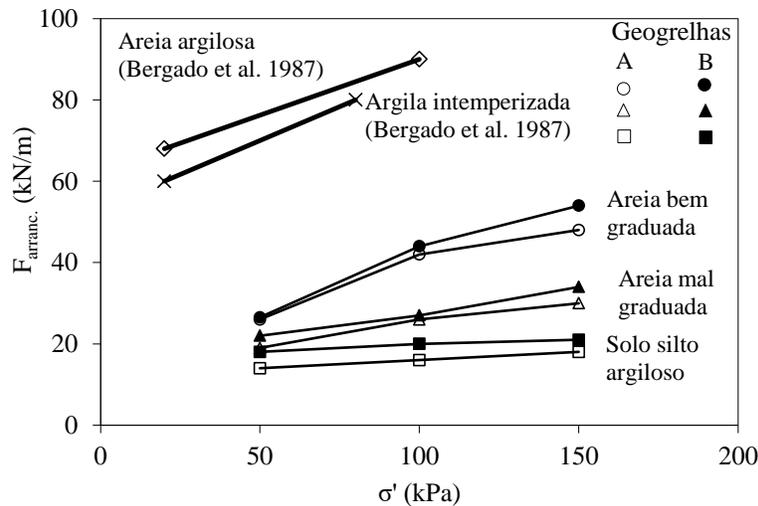


Figura 2.11. Resistência ao arrancamento em função da tensão confinante, para diferentes tipos de solos (Adaptado de Portelinha, 2012).

Geralmente a análise da resistência ao arrancamento de solos granulares é feita considerando uma condição drenada, sendo mais simples e mais geral que para os solos argilosos. Nos solos granulares são consideradas apenas as parcelas devido ao atrito e à resistência passiva, desprezando a adesão da interface e as poro-pressões. Segundo Teixeira (2003), os solos granulares bem graduados oferecem, ainda, uma resistência maior que os solos mal graduados, pois além dos solos bem graduados apresentarem uma melhor homogeneidade entre os seus grãos, os grãos maiores deslizam com maior dificuldade quando são empurrados pelos elementos transversais. Por outro lado, os grãos maiores movimentam-se de encontro os grãos menores formando progressivamente uma massa firme de solo em frente aos elementos transversais, o que promove uma maior resistência passiva e, por consequência, uma maior resistência ao arrancamento.

Liu *et al.* (2009) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto para estudar a força de cisalhamento da interface de geogrelhas e geotêxteis embutidos em areia

e cascalho. Os resultados dos ensaios mostraram que a resistência ao cisalhamento da interface solo-geotêxtil foi de 0,7 e 0,85 da resistência ao cisalhamento do solo para areia e cascalho, respectivamente. Os resultados também indicaram que a resistência ao cisalhamento das interfaces solo-geogrelhas foi geralmente maior que a das interfaces solo-geotêxtil. Conclusões similares foram obtidas por Anubhav (2010), que observou que a força máxima de cisalhamento da interface entre a areia e um geotêxtil de textura grossa foi significativamente maior (ou seja, até 35%) do que a interface entre a areia e um geotêxtil de textura fina. Os resultados também mostraram que o deslocamento do cisalhamento na força máxima de cisalhamento aumentou com a pressão de sobrecarga.

O efeito do tamanho das partículas foi também avaliado por Lopes e Lopes (1999) por meio de ensaios de arrancamento de cinco diferentes geossintéticos e dois diferentes tipos de materiais granulares. Segundo os autores, a resistência ao arrancamento de geogrelhas é governado pelo tamanho relativo das partículas, e da abertura e espessura do reforço. O aumento significativo da resistência ao arrancamento foi observado quando o solo apresenta uma porcentagem significativa de partículas com tamanhos levemente maiores que a espessura dos membros transversais da geogrelha, no entanto, menores que a abertura relevante para reforços geotêxteis ou geocompostos. Embora a estrutura dos geotêxteis e dos geocompostos apresentarem um efeito significativo na interação, a resistência ao arrancamento mobilizada é mais significativamente afetada pela rigidez a tração do reforço.

Sukmak *et al.* (2015) avaliaram o efeito do teor de finos nos mecanismos de interação solo-geossintéticos por meio de ensaios de arrancamento. Determinaram que a contribuição da resistência passiva dos membros transversais de uma geogrelha prevalece em solos finos, sendo que essa contribuição aumenta significativamente com o aumento de teor de finos, por tanto a resistência atritiva é reduzida.

O trabalho de Abu-Farsakh *et al.* (2007) mostra os resultados de um extenso programa de ensaios de arrancamento, nos quais utilizaram-se como reforço três diferentes tipos de geogrelhas e um geotêxtil; além de uma areia e três argilas com plasticidades diferentes como material de enchimento. Os valores obtidos nos resultados dos ensaios, na maioria dos casos, indicaram boa ligação entre os solos argilosos e as geogrelhas. No

entanto, a eficiência de reforço dos solos coesivos depende de múltiplos fatores, incluindo os níveis de tensões normais, tipo de solo, e tipo de geossintético. A eficiência de reforço dos solos coesivos foi marcadamente afetada pelo conteúdo de umidade de moldagem. O aumento do teor de umidade da moldagem pode reduzir significativamente a eficiência do reforço devido à redução da sucção matricial do solo e o possível desenvolvimento de excesso de pressão da água dos poros em argilas quase saturadas, o que reduz as tensões efetivas e a resistência ao cisalhamento. Por conseguinte, algumas medidas de drenagem adequadas devem ser consideradas na concepção de solos coesivos reforçados com geossintéticos. Ao final o melhor efeito de reforço foi alcançado pelas geogrelhas junto com o solo arenoso, devido à excelente ligação que existe entre estes dois materiais.

A discrepância de comportamento de interface entre solos granulares e solos coesivos pode ser ainda maior nas condições críticas de saturação e velocidade de aplicação do carregamento. O fato é que a elevada condutividade hidráulica de solos granulares permite que as pressões neutras desenvolvidas durante o arrancamento sejam dissipadas rapidamente, o que não ocorre na interface com solos finos de baixa condutividade hidráulica. Um trabalho realizado por Ingold (1981), permitiu avaliar o parâmetro de adesão de interface através de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento do reforço em condições não consolidadas e não drenadas (UU). A Figura 2.12a apresenta o comportamento de interface solo argiloso-geogrelha nas condições do ensaio. Resultados mostraram que a resistência ao arrancamento da geogrelha nas condições críticas pode representar aproximadamente 20% da resistência ao cisalhamento do solo, efeito não tão pronunciado nos ensaios de cisalhamento direto de interface (Figura 2.12b). Conclui-se, portanto, que a resistência de interface com solos finos pode ser bastante prejudicada nas condições críticas de carregamento e umidade, principalmente em ensaios de arrancamento.

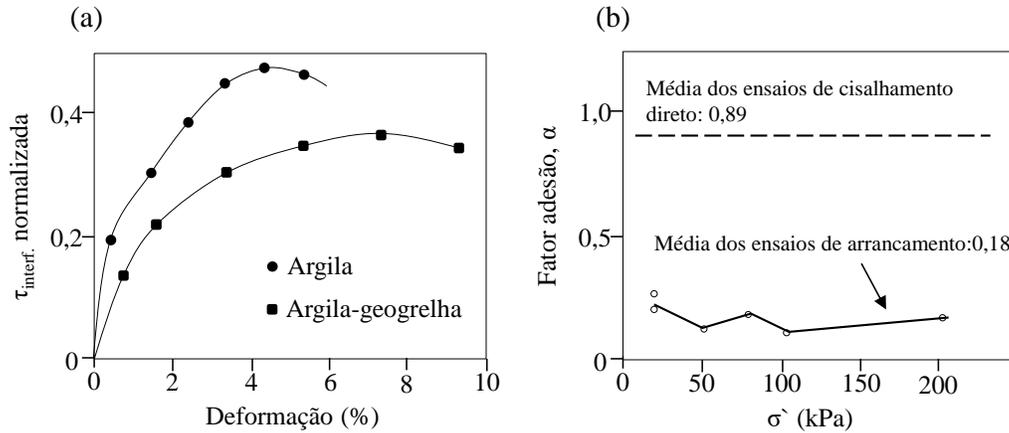


Figura 2.12. Comportamento de interface solo argiloso-geogrelha nas condições UU de ensaios: (a) Ensaios de cisalhamento direto de interface; (b) fatores de adesão de interface dos ensaios de cisalhamento direto e ensaios de arrancamento (INGOLD, 1981).

O efeito do teor de umidade e velocidade de carregamento foram também reconhecidos nos ensaios de arrancamento de geotêxteis tecidos em solos argilosos do tipo CH e CL conduzidos por Gilbert *et al.* (1992). Os autores concluíram que não houve diferença significativa no atrito de interface entre solos argilosos e geotêxteis avaliados, sendo que as forças de arrancamento aumentaram com a velocidade de ensaio. O efeito da inundação e os teores de umidades avaliados provocaram uma considerável diminuição na resistência de arrancamento. Ainda, o efeito do teor de umidade é mais significativo em ensaios com maiores tensões confinantes, como pode ser observado na Figura 2.13. Tal comportamento foi atribuído à perda das tensões capilares no contato e a sucção do solo e, principalmente, ao desenvolvimento de pressões neutras positivas no momento do arrancamento. Acredita-se que maiores tensões confinantes proporcionam maiores valores pressões neutras durante o arrancamento, assim como é geralmente observado em ensaios triaxiais de solos muito finos. Pressões neutras positivas foram registradas por Farrag e Morvant (2004) em ensaios de arrancamento de geogrelhas em condições não drenadas em solo silto argiloso na umidade ótima de compactação (18%) e com adição de água até atingir teor de umidade igual a 40%. Resultados mostraram redução de até 50% no valor da força de arrancamento e desenvolvimento de pressão neutra durante o ensaio, e a mesma taxa de redução foi verificada por Chen e Wu (2010). Resultados típicos dos ensaios realizados por Farrag e Morvant (2004) são apresentados na Figura 2.14.

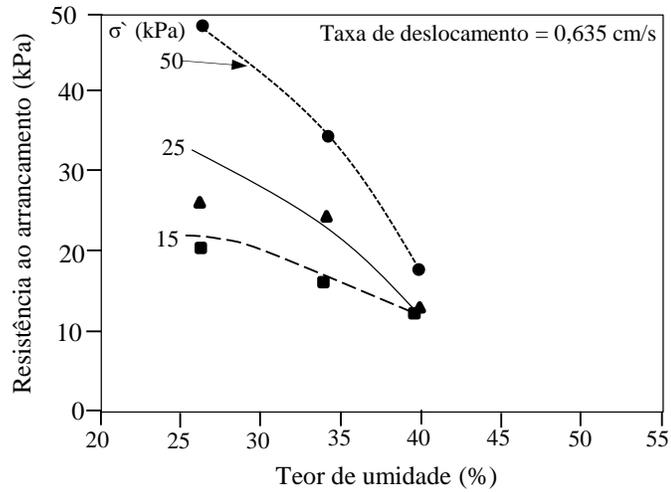


Figura 2.13. Efeito do teor de umidade em ensaios de arrancamento de geotêxteis tecidos em solos argilosos (GILBERT *et al.*, 1992).

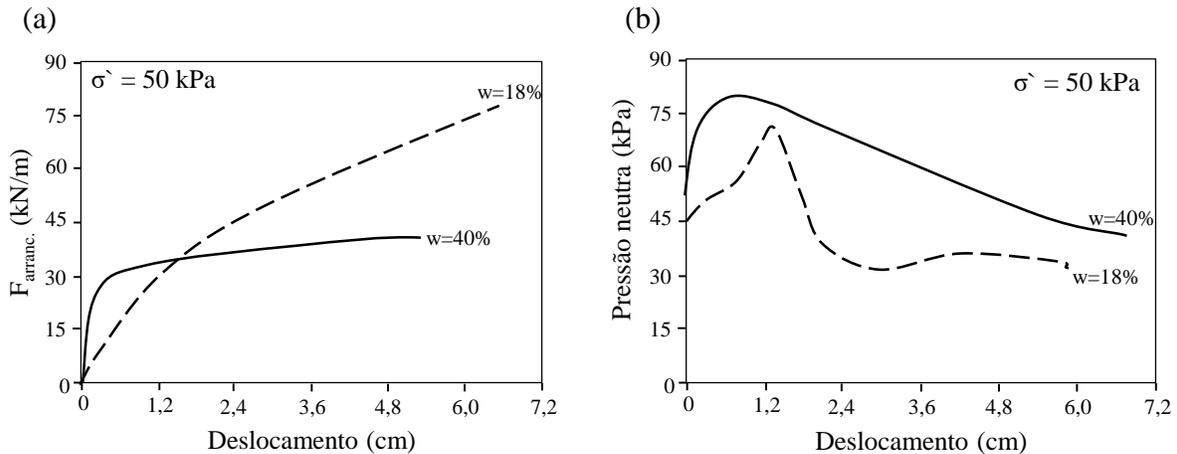


Figura 2.14. Ensaio de arrancamento de geogrelha em solo silte argiloso nas umidades de 18% (ótima) e 40%: (a) curvas força de arrancamento versus deslocamento; (b) curvas pressão neutra versus deslocamento (FARRAG e MORVANT, 2004).

Gomes (1992) avaliou a resistência de interface de diferentes geogrelhas em uma argila CL e outra argila CH. Foram utilizadas geogrelhas biaxiais com mesmo espaçamento entre os elementos longitudinais e transversais (28x3 mm), com valores de resistência 17,5 (SS2) e 34 (SS35) kN/m, e geogrelhas uniaxiais com espaçamentos longitudinais e transversais semelhantes (130x15 mm), porém maiores que das geogrelhas biaxiais, mas de diferentes resistências últimas, 80 (SR2) e 110 (SR110) kN/m. Resultados típicos são sintetizados na Figura 2.15.

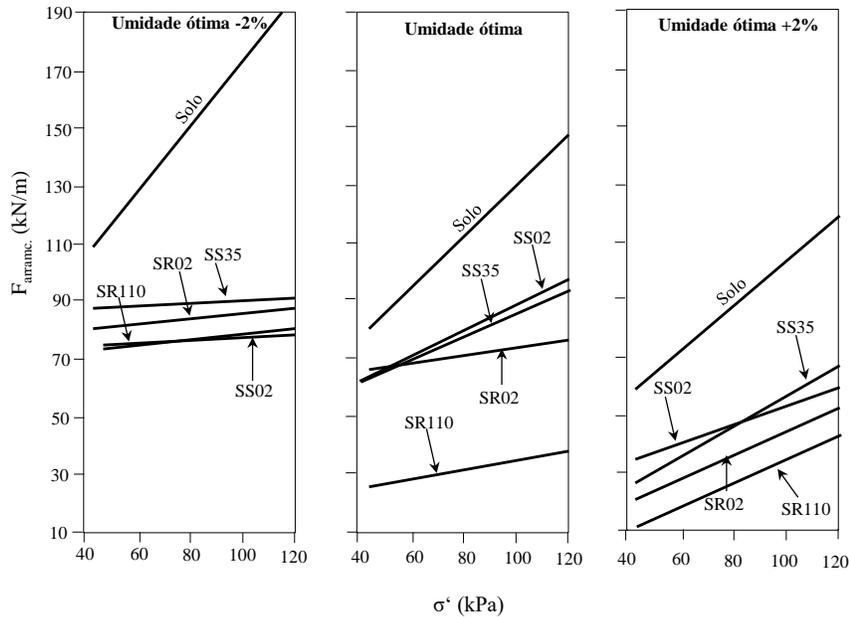


Figura 2.15. Ensaio de arrancamento de diferentes geogrelhas em solos argilosos CL sob três condições de umidade (GOMES, 1992).

Esmaili *et al.* (2014) realizou ensaios de arrancamento de pequeno porte no intuito do desenvolvimento de um fator de redução da resistência de interface devido o aumento do teor de umidade para o uso em métodos de projeto que usam solos finos como material de aterro. Nesse estudo, os valores de resistência ao arrancamento obtidos mostraram reduções significativas com o aumento do teor de umidade, o que foi atribuído a perda da sucção matricial do solo. Os autores mostraram que o ângulo de atrito de interface pouco se altera com a alteração da sucção na interface solo-geotêxtil.

Lopes e Ladeira (1996) realizaram ensaios de arrancamento de geogrelha no intuito de avaliar o efeito da densidade do solo e da tensão confinante na resistência de interface. Os autores concluíram que o aumento da densidade do solo, da tensão confinante e da taxa de deslocamento aumentam a resistência ao arrancamento de geogrelhas. No entanto, o aumento da resistência ao arrancamento com a tensão confinante não ocorre de forma proporcional devido a redução do coeficiente de aderência solo-geossintético.

Kakuda (2005) desenvolveu ensaios de arrancamento de pequeno porte com os quais demonstrou que, com o aumento do grau de compactação do solo, há um aumento praticamente linear da força de arrancamento. Isto foi observado para as quatro tensões confinantes ensaiadas (20kPa, 40kPa, 60kPa e 80kPa), sendo que o maior acréscimo da

força de arrancamento (5,3%) ocorreu quando o grau de compactação foi aumentado de 96% para 98%, para a tensão de confinamento de 20kPa.

Os deslocamentos necessários para arrancar uma geogrelha também são maiores quando o solo é compactado com maiores valores de grau de compactação. Isto sugere a possível existência de uma relação entre grau de compactação do solo e sobrecarga aplicada com efeito no comportamento de geogrelhas durante o arrancamento. Entretanto, estudos adicionais necessitam ser feitos para verificar este fenômeno.

Teixeira (2003) em seus ensaios de laboratório compactou o solo em duas camadas de 25 mm de espessura final. A camada de solo abaixo da inclusão foi compactada com um grau de compactação igual a 100% e a camada superior com 95%. Essa diferença entre os graus de compactação das duas camadas tiveram o objetivo de minimizar os efeitos dos diferentes procedimentos de compactação utilizados nos ensaios de arrancamento de grande porte, principalmente no que se refere à altura da camada compactada. Este procedimento visa, portanto, tornar comparáveis os ensaios em elementos com os de pequeno porte.

Uma das maiores importâncias da tensão confinante é que pode afetar tanto a resistência ao arrancamento quanto os deslocamentos relativos entre os nós sucessivos dos reforços utilizados (ALFARO *et al.* 1995). Em ensaios de arrancamento, o aumento da tensão confinante inibe o deslocamento da geogrelha gerando esforços tangenciais elevados nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento. No estudo de Sieira e Sayão (2002) em ensaios executados com geogrelhas embutidas em solo arenoso e em solo silto-argiloso, os autores observaram uma redução dos deslocamentos internos da geogrelha, com o aumento do confinamento. Sugimoto *et al.* (2001) mostram que no caso de ensaios de arrancamento nos quais as tensões confinantes são aplicadas mediante unidades rígidas (placas fixas), a areia próxima à geogrelha move-se em direção à face frontal e o movimento da areia em outras partes é obstruído perto da face frontal. Em seguida, a pressão lateral na face frontal aumenta, especialmente em torno da geogrelha com o aumento da força de arrancamento, e como resultado, a pressão de confinamento e o ângulo de atrito interno da areia aumentam, pois a areia torna-se densa mais próxima da face frontal. Por outro lado, no caso de ensaios desenvolvidos com unidades flexíveis (bolsas de ar), a areia mais próxima da face frontal move-se para a frente, uma vez que um limite de

pressão constante é fornecido na face frontal, que é permitido deslocar. Em seguida, o adensamento da areia não pode ser esperado e a pressão de confinamento e o ângulo de atrito interno da areia não aumenta. Como resultado, a mobilização do esforço de ligação é menor do que no esforço na unidade rígida, e a faixa de distribuição do estresse das ligações se espalha sobre uma área maior para resistir à força de arrancamento.

A tensão confinante condiciona a resistência dos solos arenosos, uma vez que o índice de vazios crítico diminui com o confinamento. Um incremento da tensão confinante conduz a um aumento da resistência passiva do solo nos elementos transversais e da resistência por atrito, conseqüentemente, a resistência ao arrancamento da geogrelha aumenta (FARRAG *et al.*, 1993). Pradhan *et al.*, (1996) descreveram os três mecanismos de ruptura, por arrancamento, por tração. Para tensões confinantes baixas, ocorre a ruptura por arrancamento do reforço, nesse caso, o deslocamento ocorre ao longo de todo o comprimento do reforço. A ruptura por tração ocorre para tensões de confinamento elevadas, este tipo de ruptura decorre de uma tensão de tração excessiva, o geossintético rompe por tração em algum ponto localizado na malha.

2.3.2 Influências das condições de contorno

Em princípio, os ensaios em equipamento de grandes dimensões fornecem resultados mais confiáveis em relação aos de pequeno porte, por reproduzirem melhor uma estrutura de solo reforçado e a distribuição de tensões e deformações no reforço devido a um efeito escala (BAKEER *et al.* 1998). No entanto, obviamente em proporções menores do que os ensaios de campo, ensaios de grande porte em laboratório ainda necessitam de considerável quantidade de solo e possuem elevados custos e tempo de execução (FERREIRA, 2007). Kakuda (2005) forneceu resultados de ensaio obtidos com equipamento de pequenas dimensões os quais foram comparados com resultados fornecidos por ensaios similares executados com um equipamento de grandes dimensões. Os resultados de ambos equipamentos foram praticamente idênticos. A pequena variação observada entre os resultados obtidos pode ser acreditada à dispersão dos resultados de ambos os equipamentos. De acordo com Kakuda (2005) nos ensaios de arrancamento, a pressão de confinamento aplicada pode ser parcialmente suportada pelo atrito ao longo das

paredes laterais da caixa. Este efeito pode ser reduzido ao selecionar distância suficiente entre a geogrelha e as paredes laterais para manter a amostra sob pressão normal uniforme.

Com relação às medidas da caixa de ensaios, Chen (1993) realizou ensaios de arrancamento para avaliar o efeito da largura da amostra / largura da caixa e desenvolveu ensaios tanto em caixas grandes como em caixas pequenas. Nos ensaios de pequeno porte, o pesquisador utilizou uma areia de jateamento uniforme de densidade seca 17 kN/m^3 . Amostras de geogrelha de PEAD de larguras de 0,3 m a 0,75 m foram ensaiadas sob pressão de confinamento de 48 KN/m^2 e velocidade de extração de 4 mm/min. Os resultados mostram que as cargas de arrancamento/largura da unidade da geogrelha são praticamente iguais até atingir uma largura de amostra de 0,6 m na caixa de 0,9 m de largura. Seu trabalho demonstrou que uma redução na resistência ao arrancamento é exibida quando as amostras de geogrelha de maior largura foram ensaiadas. Os resultados sugerem que deve existir uma distância mínima de 15 cm entre a grelha e as paredes laterais da caixa. Algumas questões adicionais em torno do uso de equipamento de pequeno porte serão relatadas em tópico específico ao longo deste documento.

Uma das primeiras vezes que a influência da velocidade foi tomada em conta nos ensaios de arrancamento solo-geogrelhas foi por Farrag *et al.* (1993), utilizaram velocidades de arrancamento de 2, 6, 10 e 20 mm/min em ensaios com areia uniforme. Os autores concluíram que houve uma redução de 25% na força máxima de arrancamento ao aumentar a velocidade de 2 para 20 mm/min e que entre maiores velocidades, menores foram as deformações ao longo do reforço. Eles recomendaram velocidades de ensaios menores que 6 mm/min. Entretanto, nos ensaios realizados por Lopes e Ladeira (1996), verificou-se um aumento da resistência ao arrancamento com o aumento da velocidade do ensaio. Os autores afirmam que variar a velocidade de 1,8 para 22 mm/min., a resistência ao arrancamento aumentou 30%. Ao contrário de Farrag *et al.* (1993), no trabalho de Lopes e Ladeira (1996) eles utilizaram uma areia pedregulhosa bem graduada em seus ensaios. Estes afirmam que o alongamento da geogrelha diminui com o aumento da velocidade do ensaio. Ou seja, que existe certa concordância em relação às deformações do reforço registradas pelos autores. Por outro lado Kakuda (2005), afirma que a força de arrancamento máxima aumentou em 12% quando a velocidade de ensaio aumentou de 8

para 100 mm/min. O autor conclui que velocidades entre 2 e 8 mm/min têm pouca influência nos resultados da resistência ao arrancamento.

Alguns trabalhos da literatura têm mostrado que as condições da face frontal da caixa de arrancamento tem efeito pronunciado nos resultados dos ensaios (PALMEIRA 1987; PALMEIRA e MILLIGAN 1989a; JOHNSTON e ROMSTAD 1989; FARRAG *et al.* 1993; LOPES e LADEIRA 1996; RAJU 1995; MORACI e MONTANELLI 2000; SUGIMOTO *et al.* 2001). Segundo Palmeira (2009) em ensaios tradicionais, o solo apresenta-se normalmente em contato com uma face rígida e é muito importante que o atrito nessa face seja minimizado. Para isso, é necessário o uso de uma face móvel ou flexível, ou uma luva que promova o afastamento da geogrelha da face frontal. Cortar alguns elementos transversais é também uma prática comum em ensaios de arrancamento.

Nakamura *et al.* (2003) avaliaram a influência da abertura frontal da caixa de arrancamento. Os autores utilizaram aberturas de 4, 6 e 8 mm e solo arenoso com diâmetro médio de 0,29 mm. Os autores concluem que a abertura ideal é de 4 mm, o dobro da espessura dos elementos da geogrelha. No entanto, os autores não fornecem a relação da abertura para a saída do geossintéticos com o diâmetro do solo.

2.3.3 Efeitos da dilatação e compressão

Em estruturas de solo reforçado com geossintéticos a resistência atritiva desenvolvida ao longo da inclusão é influenciada meramente pela densidade do solo. Portanto, quando os solos densos são atingidos sob pressões de confinamento moderadas, estes tendem a se dilatar quando os esforços de cisalhamento são mobilizados ao longo da interface de reforço. O solo que envolve a interface desenvolve uma condição de dilatação restrita à medida que o reforço é retirado, e com essa condição de dilatação restrita é que a tensão de confinamento na interface aumenta e assim resulta um aumento aparente na resistência ao arrancamento da interface (FARRAG *et al.* 1993).

No trabalho de Giang *et al.* (2010), desenvolveram ensaios de arrancamento solo-geogrelha para avaliar os efeitos dos membros transversais e as características de dilatação de uma areia. Os pesquisadores observaram a interação da estrutura usando velocimetria da imagem das partículas e analisaram a estrutura usando um esquema de discretização

espacial no método dos elementos finitos para conseguir entender o mecanismo de dilatação e a distribuição da deformação da estrutura, com o qual, concluíram que o comportamento de dilatação do solo ocorre no pico da resistência ao arrancamento.

Liu *et al.* (2009), mostraram em seus ensaios de cisalhamento direto que a curva de deslocamento vertical versus deslocamento de cisalhamento em interfaces areia-geogrelha, sofre uma contração vertical inicial para valores pequenos de deslocamento cisalhante. Posteriormente, as amostras de solo exibem um incremento na dilatação, para maiores valores de deslocamento do cisalhamento. Uma comparação com o comportamento de deformação vertical da areia pura, também revela que a interface areia-geogrelha experimenta um deslocamento vertical comparativamente menor durante o cisalhamento. Nos resultados deste trabalho, é interessante notar que a dilatação máxima da areia ocorre no deslocamento do cisalhamento a ruptura da interface.

Chen *et al.* (2014) mostram que existem duas tendências principais de aumento de tensão em estruturas de solo reforçado: dilatação de cisalhamento e contração de cisalhamento, especialmente para solos granulares. Eles expõem que a dilatação de cisalhamento provavelmente se refere à rotação e ao movimento de grãos secundários, o que provavelmente está relacionado a perturbação devido a deformação. Com respeito a contração de cisalhamento, provavelmente indica-se uma trituração de grãos grossos e o rearranjo de grãos finos, potencialmente relacionado ao adensamento por deformação. Com base nos ensaios realizados pelos pesquisadores, as amostras de solo de partículas grossas não reforçado mostraram dilatação de cisalhamento, indicando uma tendência de diminuição da tensão de cisalhamento, devido ao fato de que a geogrelha restringe a deformação lateral do solo grosso, levando por tanto, à tendência de cisalhamento e tendências de endurecimento por deformação. Os resultados mostraram que a pressão de confinamento influencia consideravelmente as propriedades de comportamento de cisalhamento e uma maior pressão de confinamento também é favorável para a ocorrência das tendências de contração de cisalhamento e endurecimento por deformação das estruturas.

Por tanto, é importante mencionar a importância de conhecer as propriedades dos materiais envolvidos nos estudos de interação solo-geossintético, neste caso, densidade e

compacidade das areias, assim como também tipo de reforço e grau de rigidez destes. Em base a esses parâmetros é que as estruturas de solo reforçado trabalham e distribuem suas tensões. Cabe mencionar, a importância do estudo da dilatância das areias nas estruturas de solo reforçado, devido a que o comportamento do solo (expansão ou compressão) determinará se a estrutura resistirá aos esforços de arrancamento ou não. Com a utilização dos ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento, é que a resistência aos esforços é determinada, mais especificamente por meio de ensaios de arrancamento já que esse tipo de ensaio restringe o efeito da dilatância o que provoca aumento das tensões confinantes e por conseguinte aumento na total resistência da estrutura. É importante mencionar que a restrição e a magnitude do incremento de tensão confinante, depende do tipo e da geometria da inclusão e das condições de contorno impostas. Entretanto, geralmente as caixas de arrancamento são projetadas com contornos fixos, que podem promover uma restrição na dilatância e um aumento da tensão de confinamento (ALFARO *et al.* 1995). O estudo de Lopes (2000) menciona que o aumento da tensão confinante inibe a dilatância que tende a ocorrer em solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético.

Outros pesquisadores (LO 1998; WANG 2003; WANG e RICHWIEN 2002) propõe métodos analíticos simplificados para avaliação da resistência ao arrancamento de fitas poliméricas em solos dilatantes. Esses modelos foram validados por meio do coeficiente de atrito aparente provenientes de ensaios de arrancamento. Esses trabalhos relatam que o coeficiente de atrito aparente é maior do que um nessas situações, o que é atribuído ao aumento da tensão normal devido ao mecanismo de restrição da dilatância da interface o que é geralmente desconhecido. No entanto, Hayashi *et al.* (1997, 1999) realizaram medidas de tensões dilatantes nas proximidades da interface. Os autores verificaram o fenômeno de dilatância por meio de células de tensão em pedregulho arenoso denso e geogrelha rígida. Os autores concluem que a dilatância impedida com baixas sobrecargas contribui para o aumento da tensão normal na interface solo-reforço, aumentando a resistência ao arrancamento. A Figura 16 ilustra o efeito da restrição da dilatância em ensaios de arrancamento. Mais recentemente, Alfaro e Pathak (2005) avaliaram as tensões mobilizadas devido a dilatância de interface por meio de ensaios de arrancamento de membros de geogrelhas em solo granular. Nesse trabalho, os autores mostram que as

tensões adicionais devido ao fenômeno de dilatância na interface são localizadas nas bordas da faixa de geotelha submetida ao arrancamento.

Na condição de dilatância livre apresentada na Figura 2.16a, os reforços geossintéticos submetidos ao arrancamento em solo arenoso denso (no campo ou laboratório), sob um certo nível de tensão normal, pode promover o levantamento do solo (deslocamentos verticais) evitando o efeito de dilatância. No entanto, para níveis elevados de tensão normal, essa dilatância pode ser restringida, submetendo o reforço a condição da Figura 2.16b.

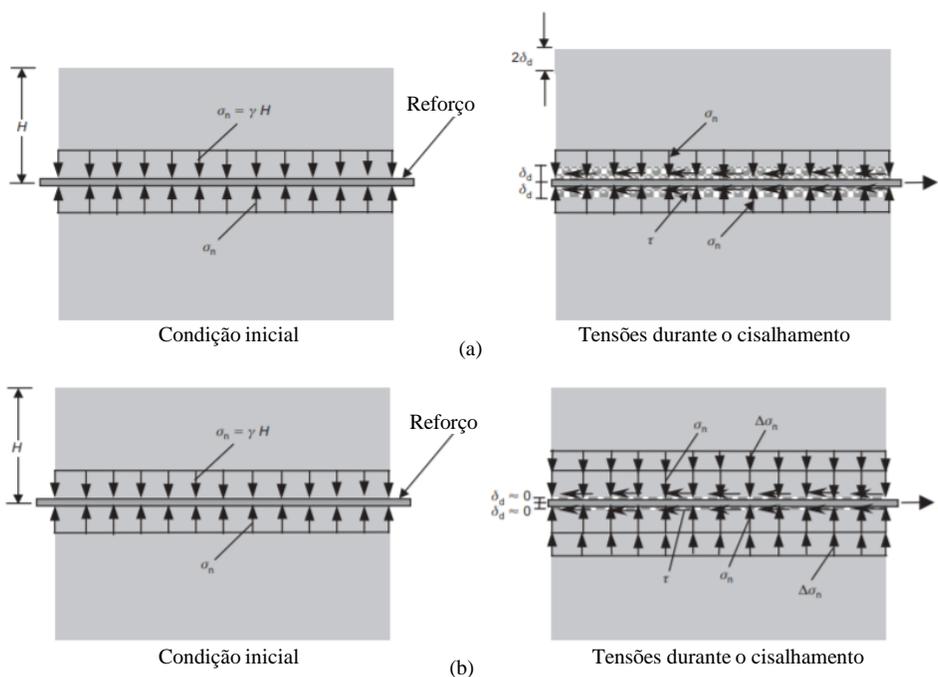


Figura 2.16. Tensões normais em ensaios de arrancamento (Adaptado de Hayashi *et al.* 1997): (a) com dilatância livre; (b) com restrição de dilatância.

Alfaro *et al.* (1995) afirmam que a dilatância apresenta efeitos nos mecanismos de interação bidimensional e tridimensionalmente. O se deve à interação solo-inclusão, enquanto o efeito tridimensional é consequência da dilatância restringida do solo. À medida que o geossintético é arrancado, o solo adjacente tende a dilatar-se (Figura 2.17a). Entretanto, a zona adjacente não-dilatante atua impedindo a dilatância do solo na zona dilatante, resultando no aumento das tensões normais, nas extremidades laterais do reforço (B_e) (Figura 2.17b). Dessa forma, um mecanismo de interação tridimensional se desenvolve

nas extremidades do corpo-de-prova (B_e), ao mesmo tempo em que ocorre o mecanismo bidimensional na seção central do geossintético ($B_G - 2B_e$).

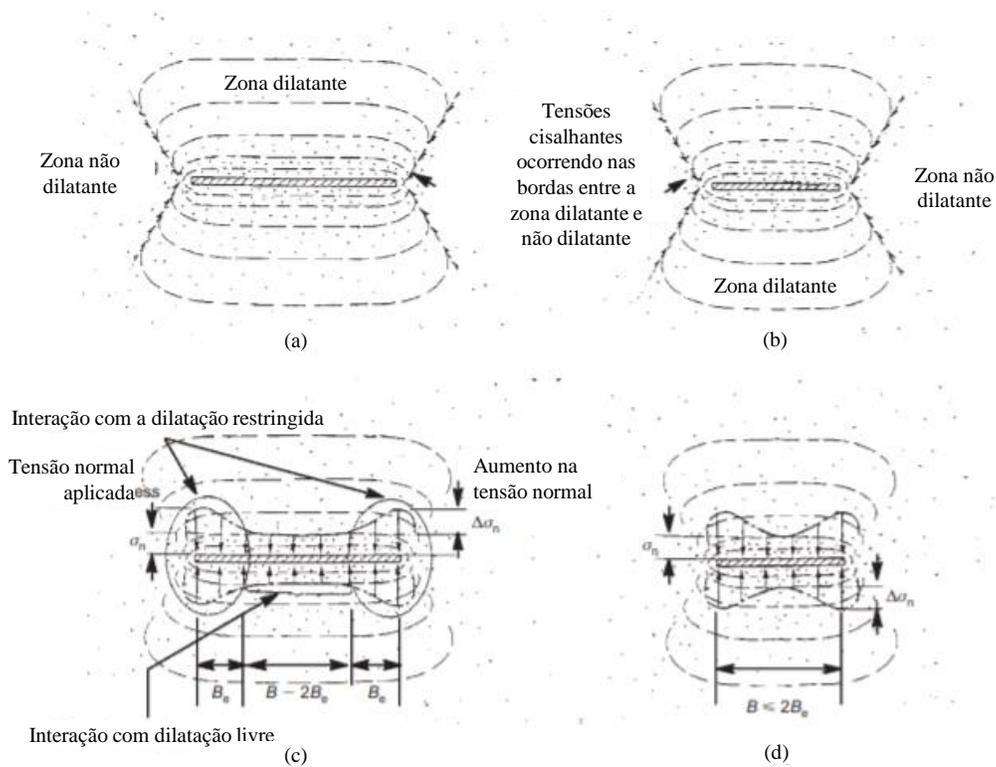


Figura 2.17. Modelo de Alfaro *et al.* (1995) de interação solo-geossintético baseado na dilatância restringida: (a) tensões cisalhantes e deformações no solo adjacentes; (b) Distribuição das tensões normais no reforço.

Na mecânica dos solos não saturados, a sucção afeta a dilatância de solos, e essa relação de interdependência sucção-dilatância é muitas vezes assumida em modelos elasto-plásticos. No entanto, pouco se relata como essa relação é definida. Muito menos relata-se em como isso é estabelecido em interfaces não saturadas solo-geossintéticos. Ng e Zhou (2005) mostraram por meio de ensaios de cisalhamento direto de solos em condições drenadas. Os ensaios mostraram que a dilatância máxima de solos não saturadas são dependentes da sucção e da densidade do solo. De modo geral, a dilatância é maior para maiores valores de sucção, o que também foi evidenciado por Hossain e Yin (2015). Ainda, essa relação mostra-se altamente não linear. Cattoni *et al.* (2005b) relata que a dilatância é também altamente governada pela tensão confinante aplicada, sendo o aumento um inibidor da dilatância. Segundo Hossain e Yin (2015), a dilatância ocorre para baixos valores de

tensão normal e elevados valores de sucção. Para elevadas tensões normais e baixos valores de sucção, a dilatância tende a não ocorrer.

Em estudos que envolvem a condição não drenada de areias saturadas (por exemplo, sismo ou cargas cíclicas de tráfego), a dilatância e compressão sob condição de cisalhamento se relaciona com o desenvolvimento de pressões neutras de maneira mais estreita. Nestes casos, a liquefação do material passa a ser a maior preocupação de estudo. Sob condição de abalos sísmicos, a pressão neutra nos poros do solo em uma areia saturada tende a aumentar devido a tendência a contração do solo, se a drenagem for impedida. Isso resulta em tensões efetivas baixas e, conseqüentemente, redução da resistência ao cisalhamento do solo e, até mesmo, a liquefação da areia. No entanto, para solos com altas densidades, a dilatância ocorre durante o cisalhamento e as pressões neutras geradas passam a ser negativas, aumentando assim a resistência ao cisalhamento do material arenosos (KOKUSHO 1999; HA *et al.* 2003; KIM *et al.* 2006; CHIAN 2015; UENG e CHEN 2000).

No que se refere ao comportamento interdependente de dilatância-pressões neutras-resistência ao cisalhamento em interfaces saturadas, pouco se tem relatado na literatura. Muitos trabalhos tratam do comportamento de interface em condições cíclicas de areias não saturadas e saturadas (YASUDA *et al.* 1992; BATHURST e CAI 1994; RAJU e FANNIN 1998; KOSHY e UNNIKRIISHNAN 2016). Porém pouco se relata sobre as pressões neutras geradas. Os estudos que envolvem o desenvolvimento de pressões neutras em interfaces solo-geossintéticos são, em sua maioria, associados ao uso de solos finos (FOURIE e FABIAN 1987; FARRAG e MORVANT 2004; ABU-FARSAKH *et al.* 2007; LONG *et al.* 2007; KHOURY *et al.* 2011; HATAMI *et al.* 2013; ABDI e ZANDIEH 2014; ESMAILI *et al.* 2014). No entanto, nenhum trata da relação com a variação volumétrica do solo.

2.4 Ensaios de arrancamento de pequeno porte

Neste item serão relatados alguns equipamentos de arrancamento de pequeno porte descritos na literatura. Na Tabela 2-1, são sumarizadas algumas referências que usaram esse tipo de aparato.

Tabela 2-1. Características de equipamentos de ensaios de arrancamento projetados por alguns autores, ao longo do tempo. (Adaptado de FERREIRA, 2007).

Autores	Altura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Sobrecarga	Medidas
Chang <i>et al.</i> (1995)	150	500	400	Bolsa de ar	Deslocamento, deformação e força de arrancamento
Miyata (1996)	220	325	660	Bolsa de ar	Dilatância, deslocamento e força de arrancamento
Ochiai <i>et al.</i> (1996)	200	400	600	Bolsa de ar	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Bakeer <i>et al.</i> (1998)	152	610	610	Pistão	Deslocamento frontal e força de arrancamento
Sugimoto <i>et al.</i> (2001)	625	300	680	Bolsa de ar	Deslocamentos, força de arrancamento, força na face frontal, movimento do solo
Teixeira e Bueno (2003)	150	300	250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos
Nakamura <i>et al.</i> (2003)	200	220	500	Bolsa de ar	Deslocamento nos nós, força de arrancamento
Sugimoto e Alagiawanna (2003)	625	300	680	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamento, tensões, forças de tração, pressão lateral
Ju <i>et al.</i> (2004)	190	400	600	Bolsa de ar	Força de arrancamento e deslocamento
Kakuda (2005)	150	300	250	Bolsa de ar	Deslocamento, deformação, velocidade e força de arrancamento
Ferreira (2007)	150	300	250	Bolsa de ar	Deslocamento, deformação, aderência e força de arrancamento
Subaida <i>et al.</i> (2008)	600	450	450	Placa rígida	Força de arrancamento, deformação, tensão e deslocamento
Pereira (2010)	150	300	250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamento e sucção matricial
Hatami e Esmaili (2015)	9	60	60	Braçadeira feita sob medida	Força de arrancamento e sucção matricial
Da Silva (2016)	150	250	300	Bolsa de ar	Força de arrancamento, adesão, deslocamentos e módulo de elasticidade
Prashanth <i>et al.</i> (2016)	230	400	400	Braço de alavanca mecânica	Força de arrancamento e coeficiente de fricção
Portelinha <i>et al.</i> (2018)	150	300	250	Bolsa de ar	Força de arrancamento, deslocamentos, pressão da água intersticial

Teixeira (1999) construiu e calibrou um equipamento de grande porte para realização de ensaios de arrancamento capaz de realizar ensaios em amostras de geogrelha com comprimento de até 1300 mm. Teixeira (2003) comparou os resultados dos ensaios de grande porte com a resposta de outro equipamento de pequeno porte. O autor destaca a viabilidade de se utilizar equipamentos de pequenas dimensões, em detrimento dos ensaios

de grande porte, que demandam uma grande quantidade de solo e de mão-de-obra para serem executados. O autor ainda apresentou dois modelos numéricos que permitem extrapolar a resistência de interface solo-geogrelha de qualquer comprimento a partir de resultados de ensaios de arrancamento de pequeno porte.

Chang *et al.* (1995) realizaram os ensaios de arrancamento com geossintéticos para baixas tensões de confinamento. O objetivo do trabalho foi estudar o significado dos fatores de influência e a contribuição da deformação, estes foram determinados por meio de medidores de tensão. Os autores utilizaram como materiais dois tipos de geogrelhas de polietileno de alta densidade (PEAD) e três tipos de solos (dois solos arenosos e um solo argiloso). Células de tensão total, células de cargas e transdutores de deslocamento foram utilizados para registrar os diferentes parâmetros de ensaio. O equipamento foi construído com uso de duas caixas de aço, uma superior e outra inferior, e o solo foi compactado em cinco camadas pares e a amostra de geogrelha foi posicionada na porção central da caixa, alinhada com a abertura entre as caixas e com a direção da aplicação de força de tração. Os ensaios foram conduzidos com a taxa de deslocamento de 1 mm/min. Um esquema com detalhes e dimensões da caixa de arrancamento de Chang *et al.* (1995) é mostrado na Figura 2.18. Os autores concluíram que o solo granular promove maior resistência ao arrancamento da interface em comparação ao solo fino, devido à resistência passiva do solo e ao aumento da pressão de confinamento.

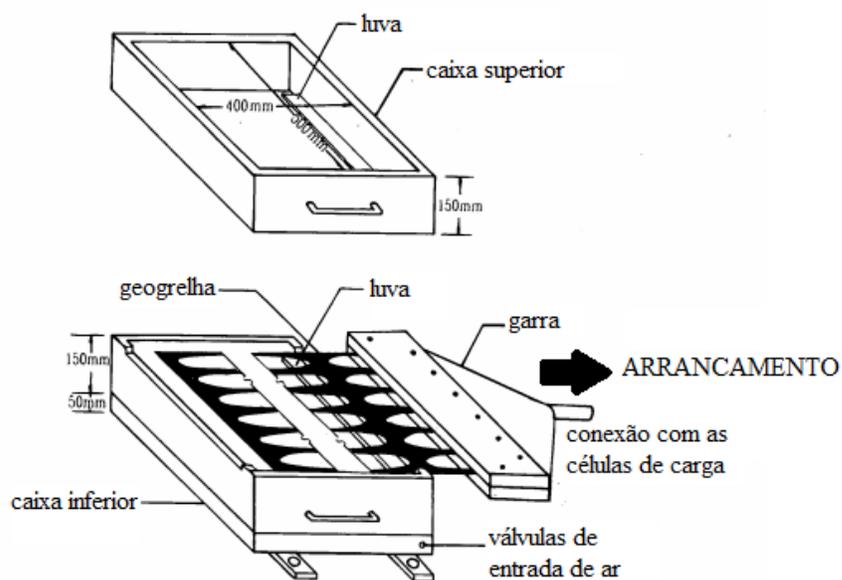


Figura 2.18. Modelo de caixa para ensaios de arrancamento. (Adaptado de CHANG *et al.* 1995)

Miyata (1996), também trabalhou com estruturas de solo reforçado com geossintéticos e ensaios de arrancamento de pequeno porte. Ele utilizou como reforço de muros de retenção uma geogrelha de plástico com alto grau de rigidez e elevada resistência à tração e fez ensaios de campo em escala usando três revestimentos diferentes nas paredes dos muros. O desempenho das paredes no ensaios realizados foi comparado com os resultados das análises do método do elementos finitos que foram utilizadas para simular a construção e o carregamento dos ensaios de campo. No desenvolvimento do estudo ele utilizou um aparelho de ensaios de arrancamento, igual ao que se mostra na Figura 2.19, junto com areia de Toyoura e reforço de plástico rígido. O aparelho foi utilizado para determinar as propriedades de atrito do solo-geogrelha na superfície dos muros. As análises no trabalho de Miyata (1996) indicaram que a rigidez do geossintético afeta a deformação da face da parede de solo reforçado e que o ângulo de atrito da interface solo-geogrelha é próximo ao ângulo de atrito interno da areia de Toyoura, indicando uma alta eficiência de transferência de carga entre a geogrelha e o solo.

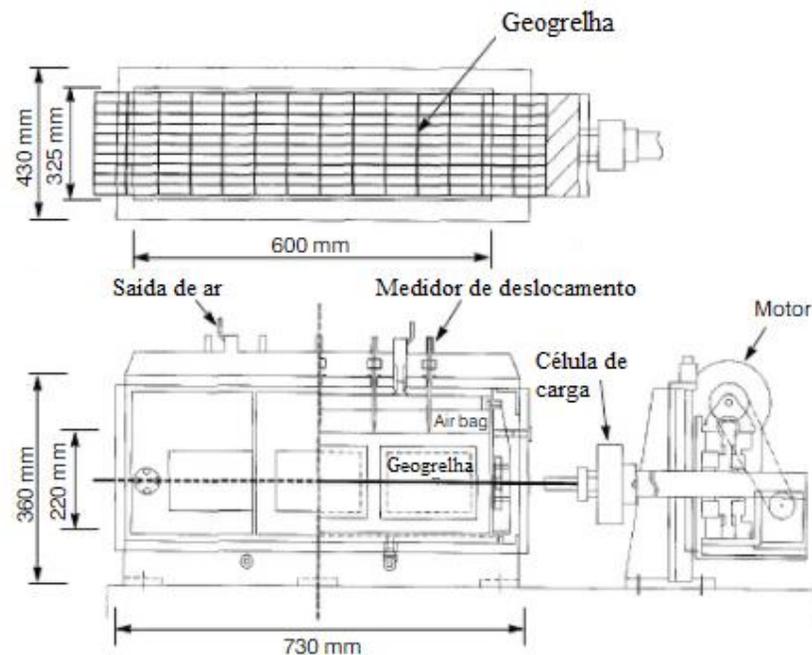


Figura 2.19. Modelo de caixa para ensaios de arrancamento. (Adaptado de Miyata, 1996)

No trabalho de Ochiai *et al.* (1996) a resistência ao arrancamento também foi avaliada, utilizando ensaios de arrancamento em interfaces solo-geogrelha. Os ensaios de arrancamento de campo e laboratório foram realizados não só para clarificar o mecanismo

de arrancamento, mas também determinar os parâmetros de projeto e análise das estruturas de solo reforçadas. Para avaliar a resistência ao arrancamento, os autores utilizaram dois métodos de elevação denominados na época como: "Método de Processo de Mobilização" e "Método de Resistência Média". Estes métodos foram implementados usando os resultados dos ensaios de arrancamento de pequeno porte. Os autores no trabalho também fizeram recomendações para trabalhos futuros.

Embora os trabalhos de Chang *et al.* (1995), Miyata (1996) e Ochiai *et al.* (1996) sejam bastante antigos, é importante conhecer as características e parâmetros que foram tomados em conta na hora de realizar esses ensaios em aquele tempo. Assim com o decorrer do tempo e as novas tecnologias desenvolvidas, os novos pesquisadores poderão tomar em conta novos parâmetros para esse tipo de ensaios, realizar modificações aos equipamentos, procurar novos dados ou simplesmente fazer comparações analíticas com os resultados anteriores.

Tomando em conta trabalhos mais atuais, Sugimoto *et al.* (2001) usaram um aparato de pequeno porte em ensaios de arrancamento para investigar o comportamento de arrancamento de uma geogrelha em uma areia de sílica, sob condições de parede frontal rígida e flexível. Os autores inovaram ao usar método de radiografia não-destrutiva para examinar o comportamento de areia durante o arrancamento da geogrelha. O equipamento apresentava dimensões internas da caixa de 0,68m comprimento, 0,3m de largura e 0,625m de altura. A largura de 0,3 m foi determinada considerando a eficácia da radiografia de raios-X. Duas paredes laterais longitudinais foram de placas de acrílico de 40 mm de espessura, colocadas em conjunto com placas de vidro rígidas de 10 mm de espessura para reduzir o atrito nas paredes laterais (TATSUOKA e HAIBARA 1984). A condição de limite flexível na face frontal, foi criada colocando duas unidades separadas de sacos de pressão de ar (unidades flexíveis) com dois pistões de aço inoxidável inseridos nos sacos de pressão de ar, para monitorar os deslocamentos da frente da caixa. A parede traseira era composta por seis placas separadas (0,3m de largura e 0,1m de altura) fixadas em umas células de carga (unidades rígidas) para medir as forças laterais. Uma das características especiais desse aparelho é o fornecimento de uma bolsa de pressão de ar na base, além da que está na parte superior, para manter as mesmas condições de contorno na parte superior

e inferior da caixa de ensaios; todo o esquema da estruturação do aparelho é mostrado na Figura 2.20. Os autores concluíram que para unidades rígidas na face frontal a pressão lateral aumentada é linearmente proporcional à força de arrancamento. Nos ensaios com unidades flexíveis, o deslocamento da face frontal aparece durante o ensaio, devido ao movimento da areia em direção à face frontal juntamente com a geogrelha, e a força de arrancamento máxima registrada não é muito diferente entre ensaios com unidades rígidas ou flexíveis. Devido ao desenvolvimento deste tipo de ensaio, foi possível determinar que o ângulo de atrito equivalente da interface depende principalmente da rigidez do reforço.

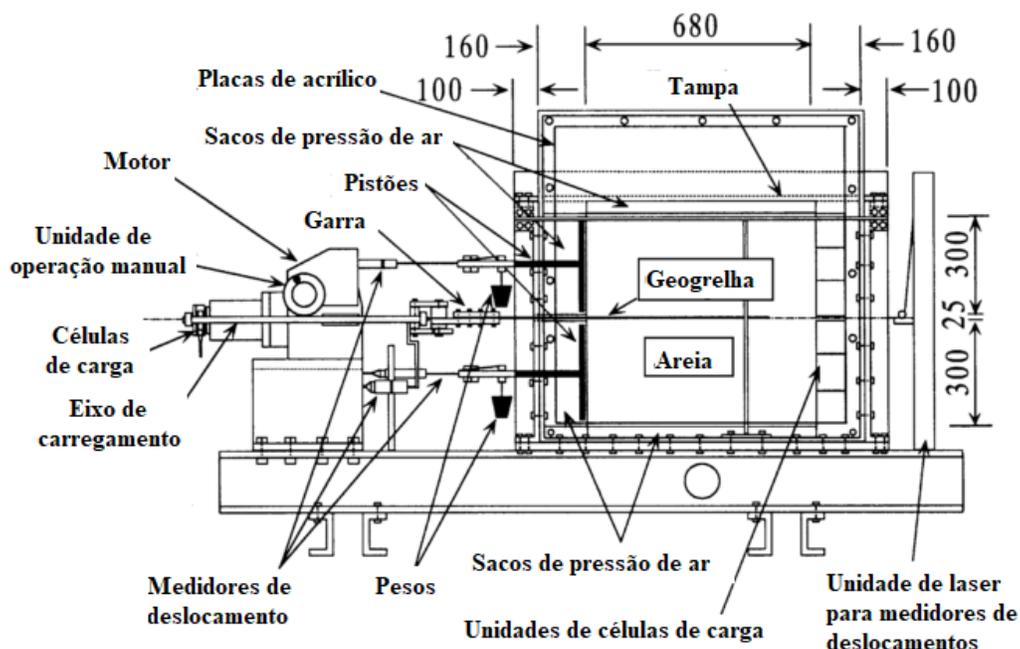


Figura 2.20. Aparato de arrancamento de pequeno porte (Todas as dimensões em mm). (Adaptado de SUGIMOTO *et al.* 2001)

Nakamura *et al.* (2003) desenvolveram um equipamento de dimensões reduzidas para realização de ensaios de arrancamento com geogrelhas, tendo em vista a facilidade desses equipamentos no controle da umidade, na compactação do solo e na rapidez de realização deste tipo de ensaios. Propuseram um método para estimar e calcular o comportamento de deformação do solo-geogrelha com base nos resultados de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento. Os resultados mostraram que os parâmetros de força correspondentes ao pico ou aos estados residuais obtidos dos dois tipos de ensaios quase coincidem um com o outro. Usando o método proposto nesse trabalho, foi possível estimar

o comportamento do solo e da geogrelha, também que a força de arrancamento versus as relações de deslocamento de desdobramento dependem não das condições de restrição de extremidade do solo da geogrelha, mas sobre o estresse normal exercido na geogrelha. Os autores concluem que é importante construir uma estrutura de solo reforçada de modo que se desenvolva uma resistência de atrito suficiente entre o solo e a geogrelha. Um esquema do aparelho utilizado por Nakamura *et al.* (2003) se mostra na Figura 2.21

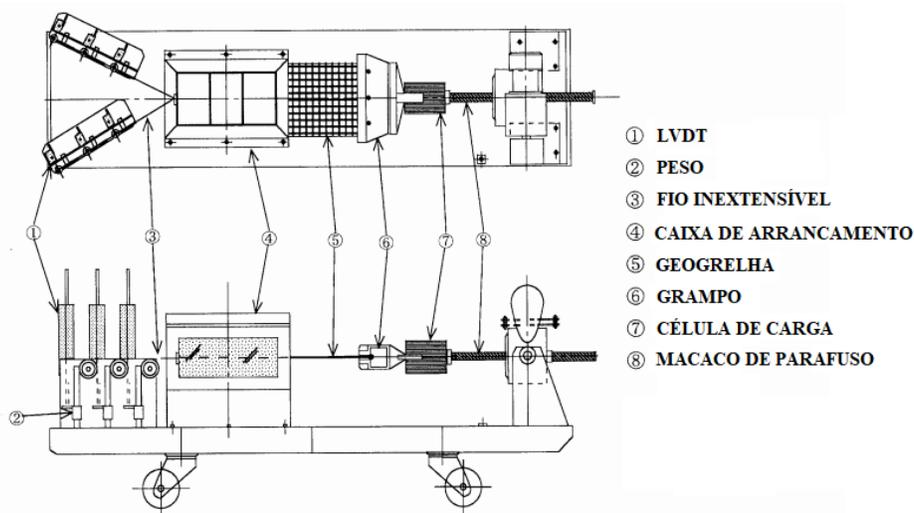


Figura 2.21. Aparato de arrancamento utilizado por Nakamura *et al.* 2003. (Adaptado de NAKAMURA *et al.* 2003)

Sugimoto e Alagiawanna (2003), estudaram o comportamento das estruturas de solo reforçado mediante a realização de ensaios de arrancamento de laboratório e modelagem de elementos finitos. Os autores utilizaram como reforço nos ensaios de arrancamento dois tipos de geogrelhas com diferentes valores de rigidez e uma areia densa sob diferentes pressões de sobrecarga. Os resultados dos ensaios mostraram que o comportamento das geogrelhas pode ser categorizado com base nas distribuições de estresse obrigatório. E em relação aos resultados mediante o análise dos elementos finitos, eles mostram um acordo razoável não apenas com a força de arrancamento contra o deslocamento da geogrelha, mas também com as distribuições dos deslocamentos das geogrelhas, tensões, forças de tração e tensões de ligação ao longo do comprimento durante a deformação da inclusão. De acordo com isso, o trabalho determina que as características de deformação das geogrelhas desempenham um papel importante nos ensaios de arrancamento, enquanto que as

propriedades da interface desempenham um papel significativo nas simulações do método de elementos finitos no comportamento de arrancamento da geogrelha.

No caso de Ju *et al.* (2004) desenvolveram um novo método de ensaios de arrancamento, denominado como ensaio de arrancamento em etapas ou organizado. Nos métodos usualmente utilizados se realiza a montagem dos ensaios várias vezes se precisa de repetição, a diferença nos ensaios organizados consistiu em que no ensaio de arrancamento apenas um modelo de terra seria usado. Com um mesmo modelo de terra, os ensaios de arrancamento seriam realizados repetidamente, somente alterando as cargas verticais encenadas após a parada de um ensaio, se atingindo cerca de 2 cm de deslocamento. Como método para estimar a curva de resistência ao arrancamento foi utilizada uma função hiperbólica. Os ensaios normais e os ensaios organizados foram repetidos com o mesmo tipo de areia padrão coreana e o mesmo tipo de geogrelha como reforço. Finalmente os autores concluíram que os resultados dos ensaios de arrancamento organizado tem a possibilidade de ser usado como novo método de ensaios de arrancamento em vez dos ensaios de arrancamento normais.

Subaida *et al.* (2008) apresentaram os resultados de um programa experimental para investigar as propriedades de tração e interface de geotêxteis tecidos com fibras de coco. Foram realizados ensaios de arrancamento com fibras de coco, fios e geotêxteis tecidos em diferentes comprimentos de calibre e taxas de deformação. Os pesquisadores adotaram um comprimento de 150mm e uma taxa de deformação de 5% / min para fins de caracterização de propriedades de tração. Os ensaios de arrancamento e os ensaios de cisalhamento direto modificado foram realizados com geotêxteis em solos granulares de diferentes tamanhos de grãos e utilizando baixas cargas de tensão normal. Os resultados mostraram que a resistência da ligação da interface geotêxtil fibra de coco-areia obtida foi maior que a resistência ao cisalhamento do solo, que o tamanho da abertura da malha em relação ao tamanho do grão do solo influenciou a interação de retirada entre solo e geotêxtil, e que para os geotêxteis estreitamente tecidos, a resistência ao arrancamento não variou muito em solos de diferentes tamanhos de grãos, enquanto que para geotêxteis com malhas abertas, a resistência ao arrancamento obtida foi maior em areia fina em comparação com a areia grossa.

Pereira (2010) por outro lado desenvolveu ensaios de arrancamento de pequeno porte com a finalidade de estudar a influência da presença de água na resistência ao arrancamento de uma estrutura de solos finos. O autor utilizou como material de preenchimento nos ensaios uma areia argilosa de baixa plasticidade, e como reforço uma geogrelha uniaxial com resistência longitudinal à tração de 110 kN/m. Foram aplicados três níveis de tensão normal na interface solo-geogrelha: 25, 50 e 100 kPa e os teores de umidade adotados foram 12,6%, 14,6% (wot) e 16,6%. Os resultados dos ensaios comprovaram a influência que a variação das condições de umidade exerce sobre a resistência ao arrancamento de geogrelha. Verificou-se que maiores níveis de sucção matricial resultam em maiores forças de arrancamento. E que dentre os trinta ensaios realizados, apenas em três foram registradas pressões positivas da água intersticial, embora não tenha influenciado nos valores de resistência ao arrancamento. O equipamento para a realização dos ensaios de arrancamento foi o mesmo desenvolvido por Nakamura *et al.* (2003) e mostrado na Figura 2.21.

Hatami e Esmaili (2015) também usaram ensaios de arrancamento em pequena escala para avaliar o comportamento de interfaces não saturadas entre geotêxteis tecidos e solos de grão fino, a fim de avaliar o fator de redução de umidade da interface de reforço do solo, eles demonstraram que a redução da força de cisalhamento em espécimes mais úmidos é relacionada à perda de adesão na interface, a redução adicional no ângulo de atrito é atribuído ao esforço do reforço geotêxtil em contraste com o seu deslocamento rígido, finalmente os resultados desse estudo fornecem informação de que a sucção matricial pode influenciar a força da interface solo-reforço, que é um parâmetro muito importante em projetos de estruturas de solo reforçadas.

Ferreira e Zornberg (2015) apresentaram o estudo de uma caixa transparente de ensaios de arrancamento, concebido com o objetivo de estudar a interação solo-geogrelha sob pequenos deslocamentos e tensões. O dispositivo foi desenvolvido com os componentes básicos dos equipamentos de arrancamento tradicionais recomendados pela ASTM D6706. Tanto as paredes do aparelho como os materiais usados nestes ensaios eram transparentes, o que permitiu à visualização 3D da interação solo-geogrelha e a

visualização direta e lateral da interface solo-geogrelha. O esquema do ensaio e as vistas de planta e lateral se mostra na Figura 2.22.

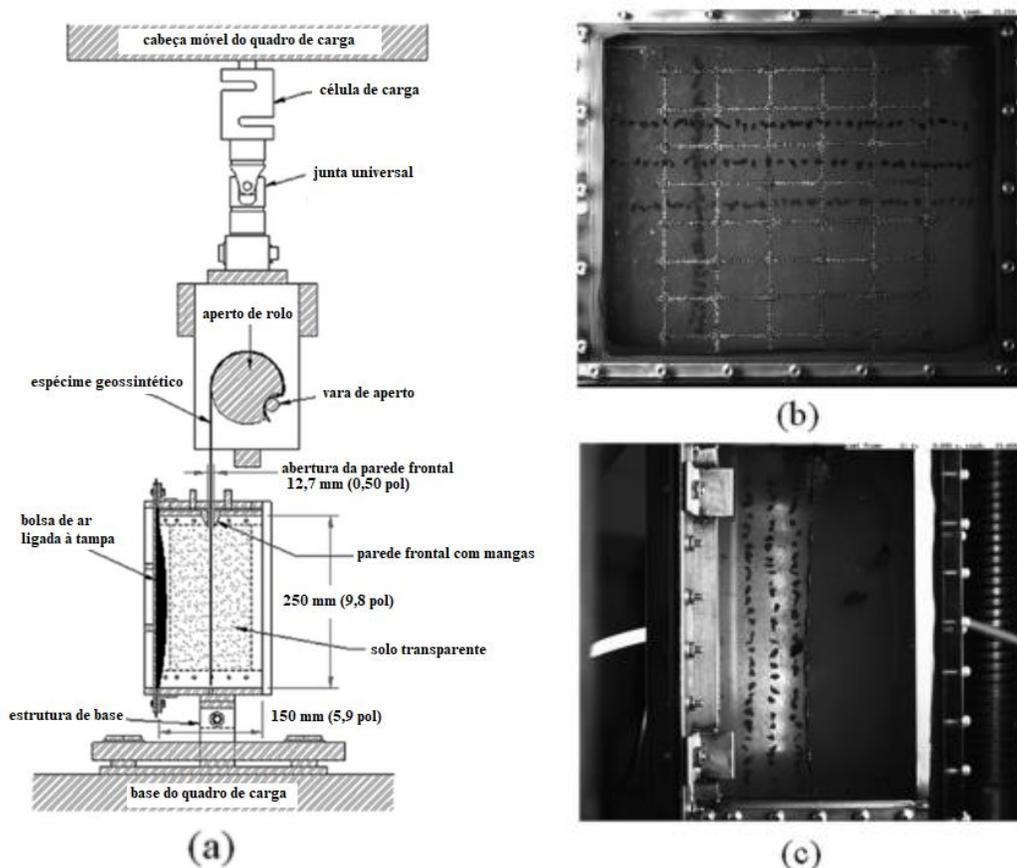


Figura 2.22. Configuração de ensaio de arrancamento transparente: (a) seção transversal, (b) imagem da câmera na vista em planta e (c) imagem da câmera na vista lateral (FERREIRA E ZORNBERG, 2015).

Os materiais utilizados nos ensaios foram, uma geogrelha biaxial de polipropileno como reforço da interface, uma areia e um quartzo fundido esmagado como material de enchimento que resultará no solo transparente. O solo transparente foi constituído por quartzo e pequenas quantidades de feldspatos e outros minerais. Os valores de deslocamento da geogrelha foram obtidos usando câmeras de alta definição sincronizadas com uma célula de carga e as imagens coletadas durante os ensaios de arrancamento foram analisadas utilizando técnicas de correlação de imagem digital (DIC) e correlação cruzada adaptativa (ACC). Os autores compararam seus resultados com os ensaios de Gupta (2009), quem utilizou espécimes de geogrelha do mesmo lote em um laboratório comercial e

acharam uma boa concordância entre os resultados. Devido aos dados obtidos nestes ensaios foi possível conhecer que o uso de solo transparente tem resultados positivos, e pode ser utilizado como substituto das areias. Além disso foi possível medir os deslocamentos ao longo da geogrelha de polipropileno, os quais podem ser bem representados por uma função. Outros perfis de deformação também foram encontrados através da forma de uma função exponencial. Por outro lado, com os dados e imagens obtidas nos ensaios, os pesquisadores conseguiram observar deflexões localizadas dos membros transversais e longitudinais a diferentes distâncias da parede frontal. O aparato permitiu identificar a mobilização progressiva complexa dos membros transversais da geogrelha. Finalmente, a partir do plano de imagens de visão do deslocamento nos sensores de solo, concluiu-se que o limite observado da zona de influência da geogrelha e do solo transparente ensaiado variou entre 7 e 31 mm da interface, o que corresponde a 2 de 8 vezes a D_{50} (diâmetro pelo qual passam cinquenta por cento das partículas do solo).

No trabalho de Da Silva (2016), o principal objetivo foi validar o método de dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos proposto por Teixeira (2003). O método de análise que o autor utilizou consistiu na modelagem numérica para obter esforços máximos nas inclusões de muros de solo reforçado com geossintéticos usando como dados de entrada, parâmetros obtidos em ensaios de arrancamento com equipamentos de pequeno porte. Para o desenvolvimento do trabalho, o autor realizou nove ensaios de arrancamento com geotêxteis em equipamento de pequeno porte, e os resultados obtidos nos ensaios foram ajustados por curvas de função exponencial e usados no dimensionamento pelo método proposto. Os esforços de tração máximos nas inclusões foram comparados com resultados dos métodos K-Stiffness, Ehrlich – Mitchell e com dados monitorados de 4 modelos em escala real de muros de solo reforçado com geotêxteis construídos por Benjamim (2006). Nas suas conclusões o autor determina que os esforços obtidos pelo método de Teixeira (2003) são próximos aos obtidos com o método de Ehrlich e Mitchell (1994), que os esforços calculados por Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam-se menores que os obtidos pelo método de Teixeira (2003) e que o método K-Stiffness subestimou os esforços de tração no reforço em todas as camadas, quando comparado com os demais métodos. E finalmente que tanto o método Teixeira (2003) como Ehrlich-Mitchell (1994) atenderam a condição de equilíbrio das forças atuantes nas estruturas de

contenção estudadas, o que não se verifica para o método K-Stiffness (2003), e que a posição da superfície de ruptura e os deslocamentos da face monitorados por Benjamim (2006) apresentam-se próximos ao estimado por Teixeira (2003). Na Figura 2.23 se mostra o equipamento de arrancamento utilizado por Da Silva (2016).



Figura 2.23. a) Dimensões da caixa de pequeno porte para ensaios de arrancamento, b) Equipamentos para ensaio de arrancamento de pequeno porte. (DA SILVA, 2016).

Prashanth *et al.* (2016) desenvolveram um aparelho de ensaios de arrancamento de pequeno porte, modificando a configuração de um aparelho de cisalhamento direto. A caixa de cisalhamento na configuração de teste existente é substituída por uma caixa retangular com dimensões internas de 400 mm, 400 mm de largura e 230 mm de altura, com uma ranhura na face frontal através da qual a amostra geossintético é retirada da caixa, assim como se mostra no esquema da Figura 2.24. Os materiais utilizados nos ensaios foram uma areia seca disponível localmente e quatro diferentes geossintéticos (um geotêxtil composto, um lado tecido e outro lado não tecido; dois tipos de geotêxteis tecidos com resistência à tração diferente e uma geogrelha). Os objetivos do estudo foram a avaliação das propriedades de interação de diferentes materiais geossintéticos e a determinação da sensibilidade nos resultados com tensão normal. Os autores concluíram com os ensaios de arrancamento que, os parâmetros de interação são altamente sensíveis à tensão normal e à natureza da rugosidade da superfície dos materiais geossintéticos, que a resistência ao arrancamento e o coeficiente de atrito são mais afetados pela textura superficial dos geossintéticos, em vez da sua resistência à tração final. Devido a que os geossintéticos

utilizados no estudo são extensíveis, as medidas de extensibilidade de espécimes geossintéticos teriam sido benéficas na avaliação do comportamento preciso de interação solo-geossintético.

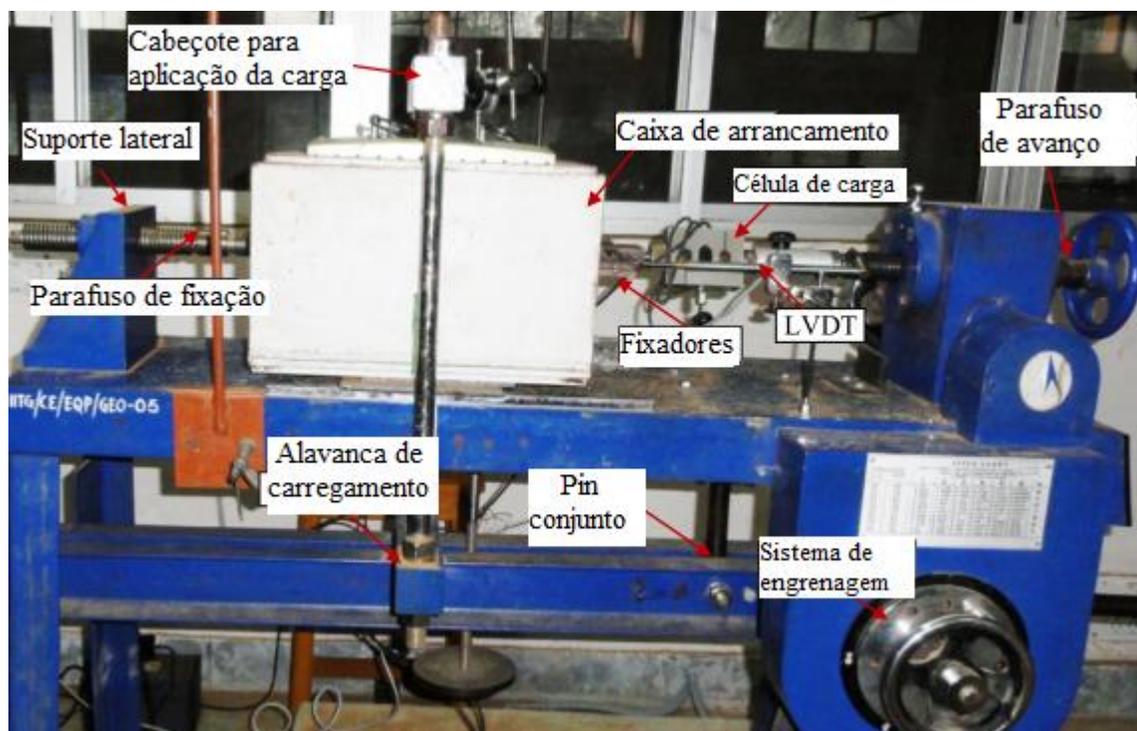


Figura 2.24. Configuração de ensaios de arrancamento modificado com instrumentação associada do equipamento de cisalhamento direto. (Adaptado de PRASHANTH *et al.* 2016)

Mais um caso da utilização de ensaios de arrancamento de pequeno porte foi relatado por Portelinha *et al.* (2018), no estudo da influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de uma geogrelha em solo coesivo. Na execução dos ensaios, o solo utilizado foi uma areia argilosa de baixa plasticidade e o elemento de reforço foi uma geogrelha uniaxial, com resistência longitudinal à tração de 110 kN/m. A tensão normal aplicada na interface solo-geogrelha foi: 25, 50 e 100 kPa respectivamente. Com relação aos teores de umidade, foram adotados 12,6% (wot-2%), 14,6% (wot) e 16,6% (wot+2%). Para os ensaios de arrancamento foi utilizada a mesma caixa de ensaios desenvolvidas por Teixeira (2003), com dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura, a abertura frontal da caixa foi de 8 mm por onde o reforço é arrancado. A instrumentação utilizada nos ensaios de arrancamento foi: uma

máquina universal de ensaios da marca EMIC modelo DL-10000, com capacidade de 100 kN, para a aplicação da força de arrancamento à geogrelha, para medir os valores de força de arrancamento registrados durante o ensaio foi utilizada uma célula de carga com capacidade de duas toneladas, e finalmente uma garra de mordente foi fixada ao conjunto para imprimir a força de arrancamento à geogrelha. Na Figura 2.25 mostra a caixa e os sensores utilizados na realização destes ensaios.

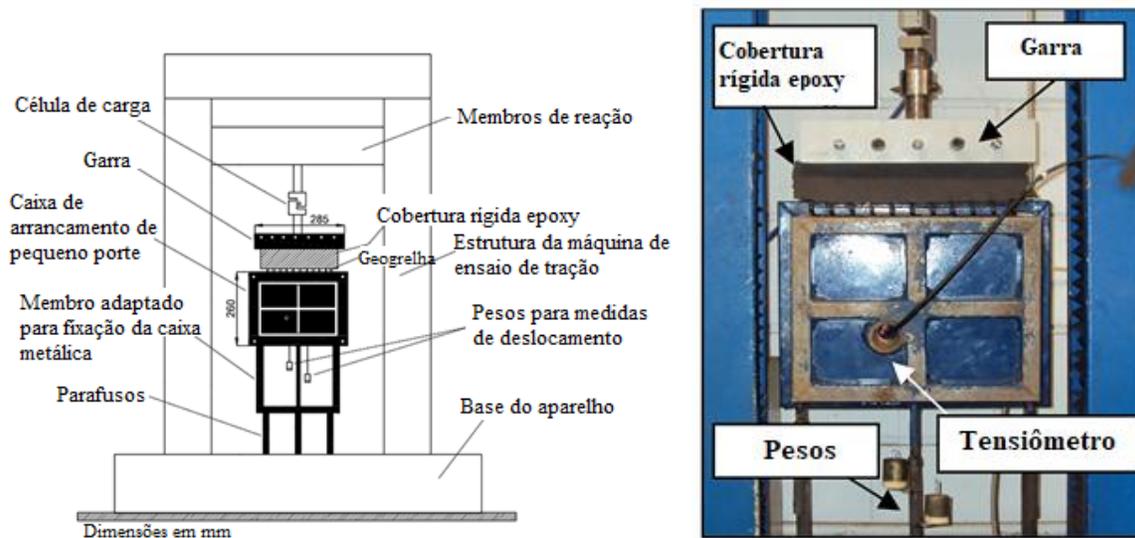


Figura 2.25. Caixa para ensaios de arrancamento de pequeno porte. (a) esquema geral; (b) ensaio em andamento (Adaptado de Portelinha *et al.* 2018).

Os deslocamentos da geogrelha foram registrados com o auxílio de um sistema de medidas de deslocamento a laser, desenvolvido por Bueno *et al.* (2005), para medida externa das deformações de geossintéticos em ensaios de tração e as medidas de pressão da água intersticial foram obtidas com a utilização de um tensiômetro com capacidade de leitura que varia entre -100 kPa e 85 kPa. Para evitar atrito nas paredes da caixa de ensaio foram colocadas duplas camadas de geomembranas de PVC, intercaladas por material lubrificante (graxa), para evitar o desenvolvimento de atrito na interface entre o solo e as paredes da caixa. Para a aplicação da tensão normal à interface solo-geogrelha conectou-se uma mangueira plástica ao orifício existente na face externa da tampa, pelo qual foi injetado ar sob pressão para o enchimento da bolsa inflável situada na face interna da tampa. A pressão de ar foi controlada através de um manômetro e válvulas reguladoras.

Os resultados mostraram que a resistência ao arrancamento atingiu valores muito próximos sob teor de umidade ótimo e 2% abaixo dele; para o teor de umidade 2% acima do teor de umidade ótimo, os resultados foram bem inferiores aos demais, menos de 50%. Associada ao teor de umidade, a sucção atuante no solo promoveu um acréscimo de resistência ao arrancamento da inclusão, as pressões neutras positivas registradas em apenas três ensaios foram de pequena magnitude e não influenciaram na resistência máxima ao arrancamento. As pressões desenvolvidas na maioria dos ensaios, e de maior magnitude, foram as de sucção.

Capítulo 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são detalhados todos os materiais e métodos adotados para o desenvolvimento da pesquisa. Num primeiro momento, um equipamento de pequeno porte desenvolvido para avaliação da interface solo-geossintéticos será descrito. Posteriormente, serão apresentados os geossintéticos e solo, bem como todo o procedimento e instrumentação adotados nos ensaios de arrancamento.

3.1 Equipamento para ensaios de arrancamento de pequeno porte

A caixa utilizada é uma adaptação do aparelho de cisalhamento direito de pequeno porte existente no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de São Carlos (LabGEO/UFSCar). A adaptação consistiu no acoplamento de caixa de aço de maior dimensão composta de duas partes (caixas superior e inferior), sendo que a caixa superior possui uma abertura na parede frontal por onde o geossintético é arrancado. Na caixa superior foi utilizada uma tampa rígida sobre a qual há uma rótula central que recebe um pórtico para aplicação da tensão normal distribuída uniformemente ao longo de toda a área de solo. O pórtico recebe os pesos livres em sua porção inferior e é transferida a tampa pela sua parte superior. O aparelho e a caixa de ensaios são apresentados na Figura 3.1.

As dimensões internas da nova caixa metálica são: 185 mm de comprimento, 155 mm de largura e 140 mm de altura, obtendo um volume aproximado de $4014,5 \text{ cm}^3$ (35% do volume da caixa de pequeno porte usual). A parede frontal possui uma abertura de 146 mm em toda sua extensão e 5,5 mm de altura, para saída do elemento de reforço e seu acoplamento à garra responsável pela aplicação da força de arrancamento. A tampa de aço também tem um orifício com diâmetro de 7 mm para colocar o tensiômetro, que registra as poropressões no solo no interior da caixa de ensaios. Na Figura 3.2 são apresentadas as

dimensões em vistas de topo, lateral e transversal da caixa utilizada para ensaios de arrancamento de pequeno porte.

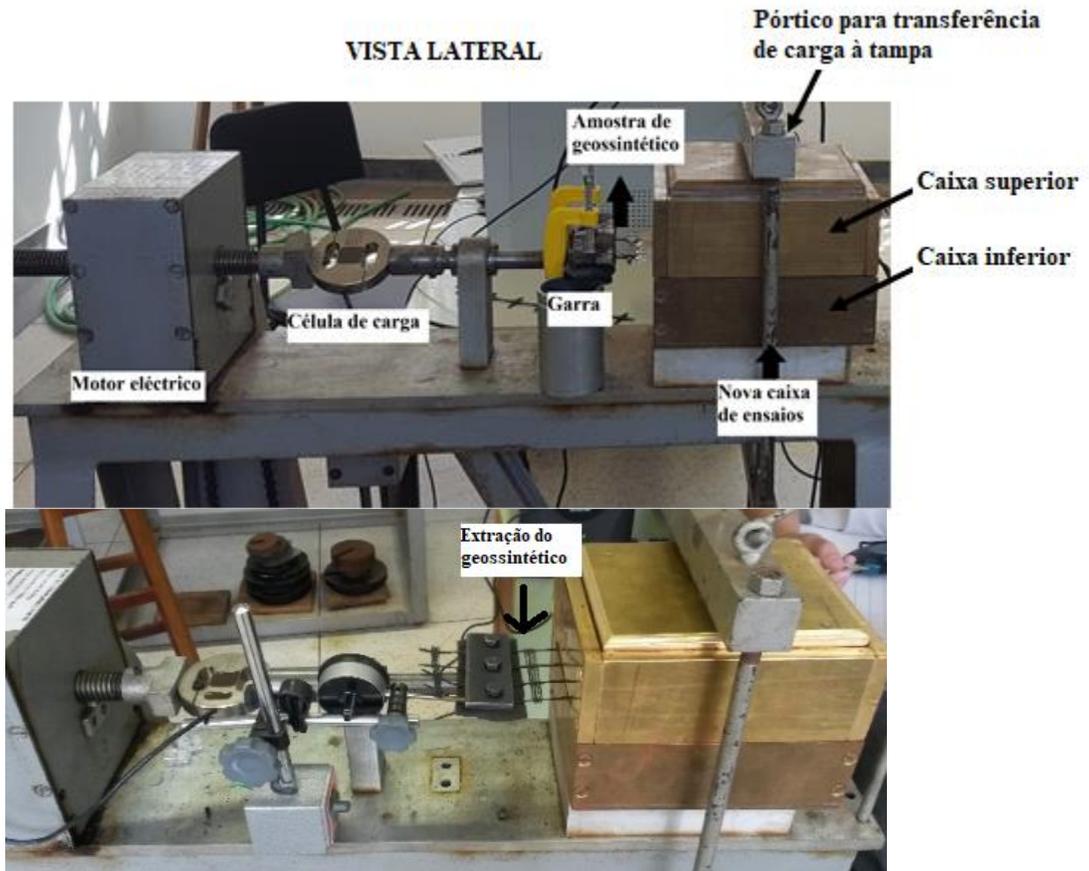


Figura 3.1. Equipamento de arrancamento de pequeno porte.

Fixou-se a caixa metálica inferior com um sistema de encaixes na mesa de ensaios. A sobrecarga aplicada (tensão normal) foi resultado da adição de pesos em um sistema de alavancas, que amplia a carga em 10 vezes, e o momento resultante é transferido ao solo através do encaixe superior do arranjo em uma esfera de aço, a fim de distribuir igualmente as tensões provenientes para uma tampa de aço, apoiada sobre o solo compactado. Sobre a mesa do equipamento, no lado oposto da caixa de arrancamento, se encontra o sistema de aplicação de força horizontal, constituído por um motor com nove níveis de velocidades, em que uma haste metálica de rosca infinita se desloca a uma velocidade constante, puxando a garra em que o geossintético é fixado e arrancado (Figura 3.3).

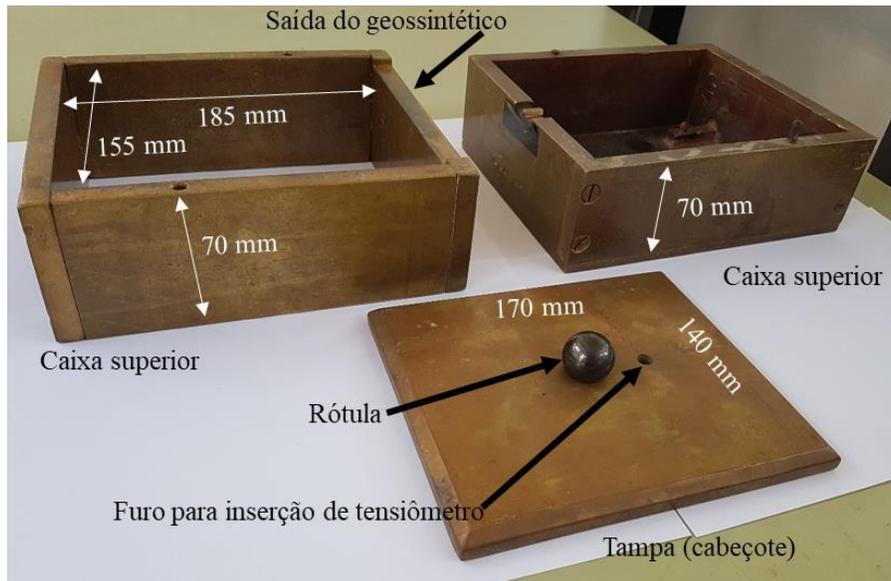


Figura 3.2. Detalhes e dimensões da caixa de arrancamento de pequeno porte. Nota: medidas em mm.

Embora o motor possibilite realizar ensaios de arrancamento em diferentes taxas de deslocamento, a taxa adotada neste trabalho foi de 0,8 mm/min. O tempo para a realização dos ensaios foi de 45 minutos para tentar conseguir o ponto máximo de ruptura da interface. Na literatura consultada muitos pesquisadores usam velocidades reduzidas, um deles é Palmeira (1999), que determina que quanto menor é a velocidade de arrancamento, melhor será a resistência a tração do reforço utilizado, devido a que os reforços podem ser influenciados pela taxa de deformação imposta. Os ensaios de arrancamento realizados para o presente estudo foram realizados com taxas de deslocamento correspondente a condição drenada tais como as adotadas por Ochiai *et al.* (1988) e Castro (1999) (1,0mm/min), e Fannin e Raju (1993) (0,25mm/min a 1mm/min).

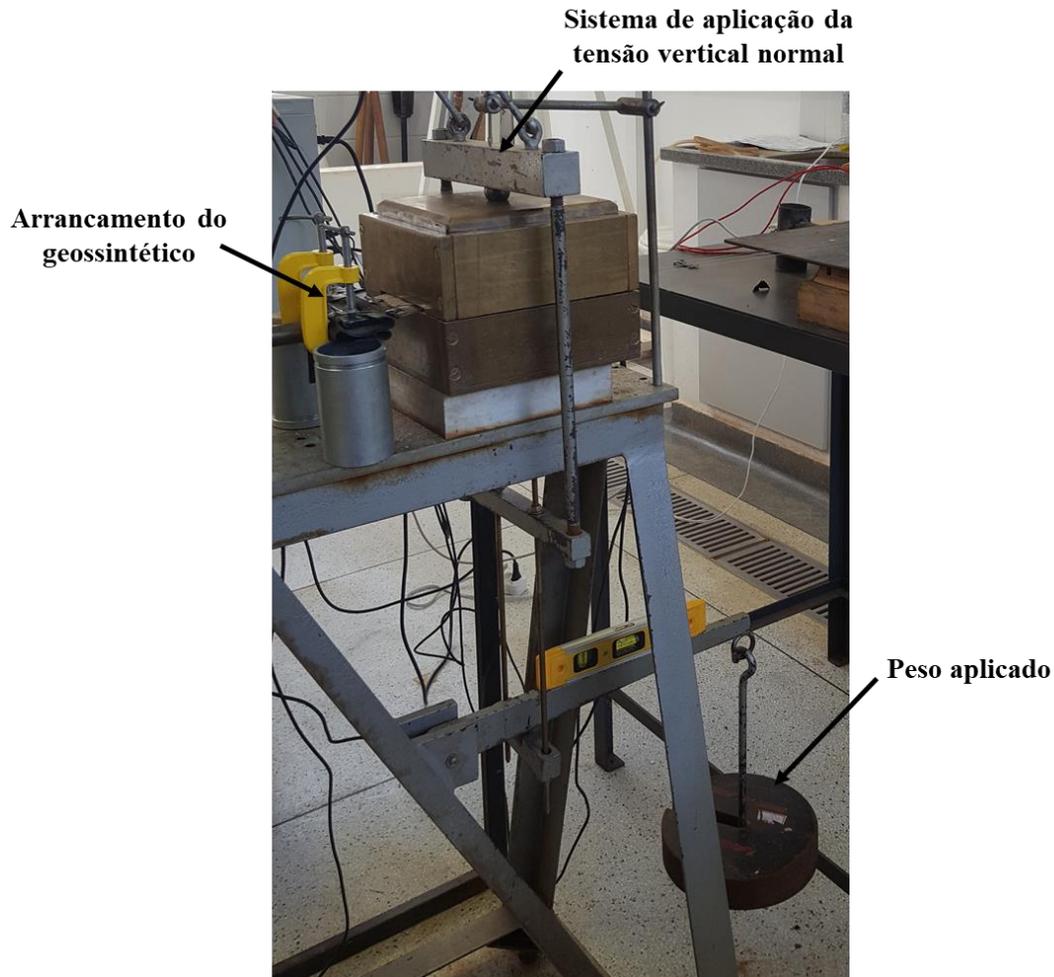


Figura 3.3. Caixa de arrancamento com o sistema de transferência de carga pelo sistema de alavancas.

A garra de aperto para a fixação do geossintéticos consistiu em dois módulos retangulares com superfície ranhurada com dimensões de 40 x 100 mm. A superfície ranhurada foi adotada para maior aderência do geossintético com a garra evitando assim o deslizamento. O aperto da garra é dado pelo uso de três parafusos sextavados. Detalhes da garra pode ser verificados na Figura 3.4.

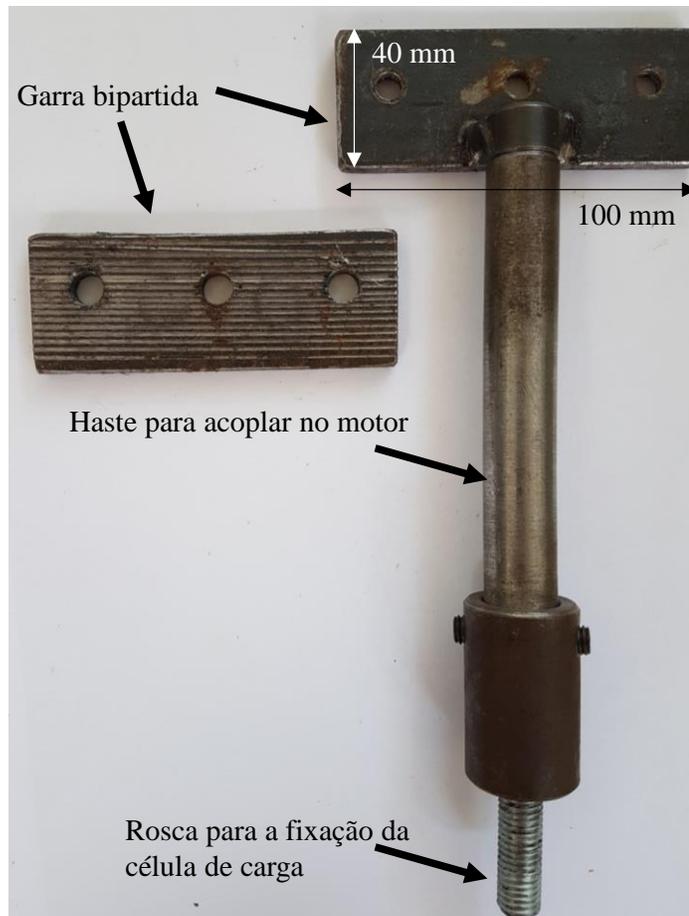


Figura 3.4. Detalhes da garra para fixação dos geossintéticos.

3.2 Materiais

3.2.1 Solo

Uma areia de construção foi usada como material de preenchimento para os ensaios de arrancamento deste estudo. De modo a conhecer o material utilizado para os ensaios de arrancamento, o solo foi caracterizado por ensaios de análise granulométrica conjunta (ABNT NBR 7181, 1984), determinação do índice de vazios máximo (ABNT NBR 12004, 1990 e mínimo (ABNT NBR 12051, 1991). Adicionalmente, ensaios de compactação na energia de Proctor Normal foram realizados de modo a obter os parâmetros para a compactação na caixa metálica de ensaios. Na Figura 3.5 é apresentada a curva de distribuição granulométrica e a curva de compactação na energia de Proctor normal da areia estudada.

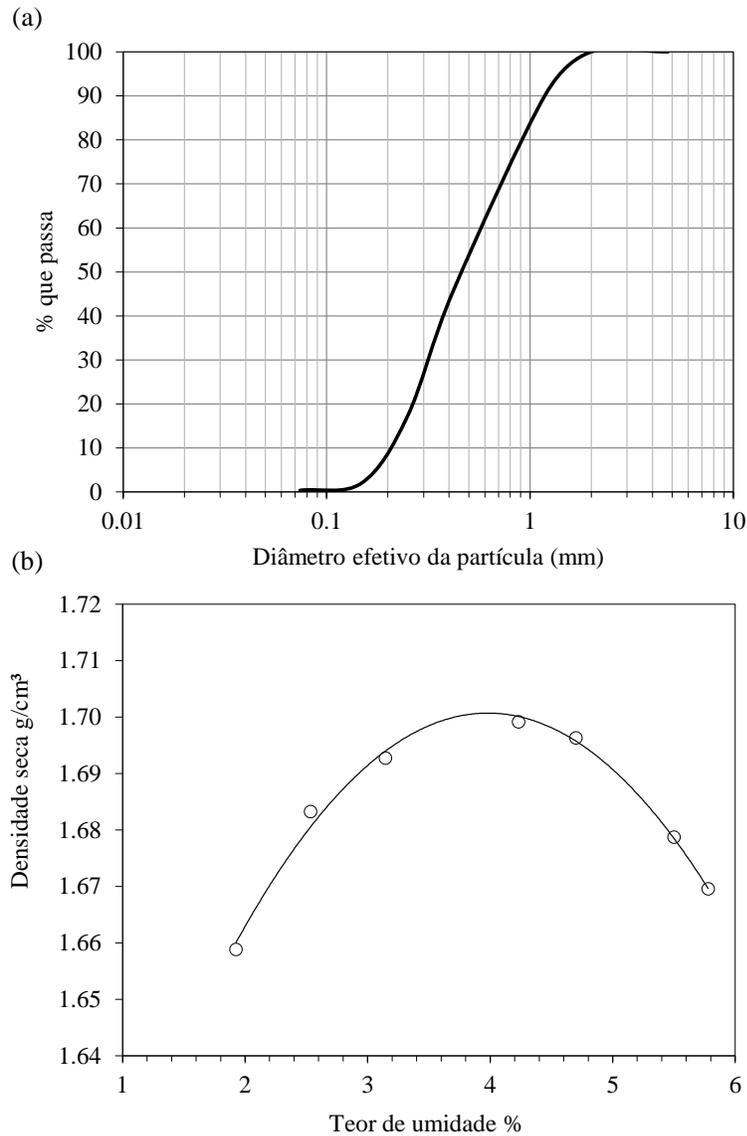


Figura 3.5. Propriedades do solo: (a) curva de distribuição granulométrica; (b) curva de compactação.

Pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS), este solo foi classificado como um solo grosso (% partículas $\varnothing < 0,074\text{mm}$ (#200) $< 50\%$), e mediante a curva granulométrica determinou-se que é uma areia bem graduada (SW), predominante quartzo e de grãos angulares. O coeficiente de curvatura e de uniformidade indica que a areia é bem graduada. Na Tabela 3-1 são resumidas algumas propriedades índices da areia.

Na Figura 3.6 é apresentada a curva de retenção da areia utilizada nos ensaios. A curva de retenção foi obtida por meio de ensaios de coluna suspensa de acordo com a ASTM D6836-16. Os pontos experimentais foram ajustados pelo modelo de Van

Genuchten. Na figura são também indicados os teores de umidades adotados nos ensaios de arrancamento e suas respectivas sucções.

Tabela 3-1. Propriedades físicas da areia

Propriedades	Valores
G_s	2,65
$e_{MÁX}$	0,70
$e_{MÍN}$	0,52
$\gamma_{d\ MIN}$ (kN/m ²)	15,7
$\gamma_{d\ MAX}$ (kN/m ²)	17,1
C_u	2,28
C_c	1,11
Classificação SUCS	SW

Nota: G_s , densidade relativa dos sólidos; $e_{MÁX}$, índice de vazios máximo; $e_{MÍN}$, índice de vazios mínimo; $\gamma_{d\ MIN}$, densidade seca mínima; $\gamma_{d\ MAX}$, densidade seca máxima; C_u , coeficiente de uniformidade; C_c coeficiente de curvatura.

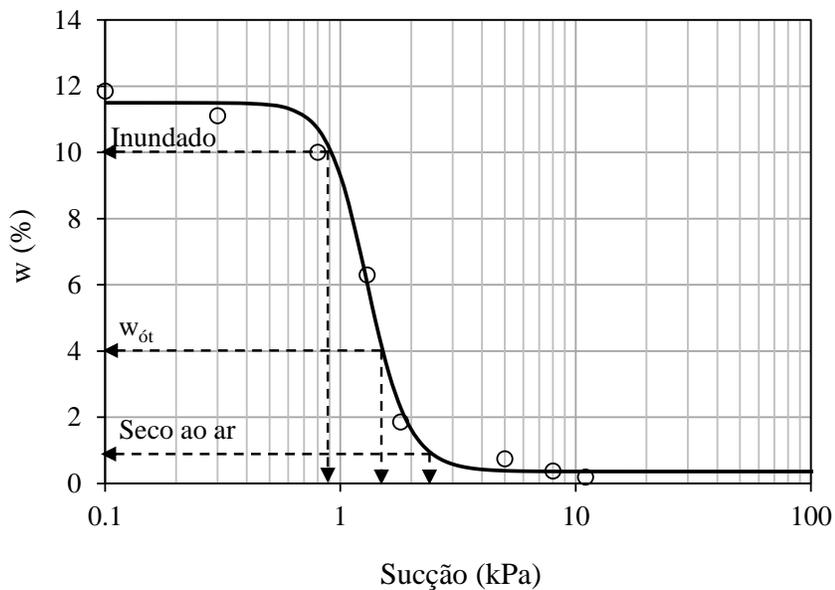


Figura 3.6. Curva de retenção da areia e teores de umidade adotados nos ensaios.

Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto drenados (ASTM D3080) para determinação dos parâmetros de resistência da areia. Foram conduzidos com taxa de deslocamento de 0,8 mm/min, a mesma velocidade adotada nos ensaios de arrancamento.

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos na areia compactada com teor ótimo de umidade e densidade seca máxima da curva de compactação com energia normal apresentada na Figura 3.5b. As tensões confinantes adotadas nos ensaios de cisalhamento direto foram de 15 kPa, 30 kPa, 60kPa e 120 kPa, essas tensões foram escolhidas com o objetivo de simular os parâmetros desenvolvidos nas diferentes profundidades das estruturas de solo reforçado. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são mostrados na Figura 3.7. Nessa figura são mostrados os ensaios sob duas condições de compacidade: no índice de vazios mínimo (Figura 3.7a) e no índice de vazios máximo (fofo) apresentou o valor de 30°.

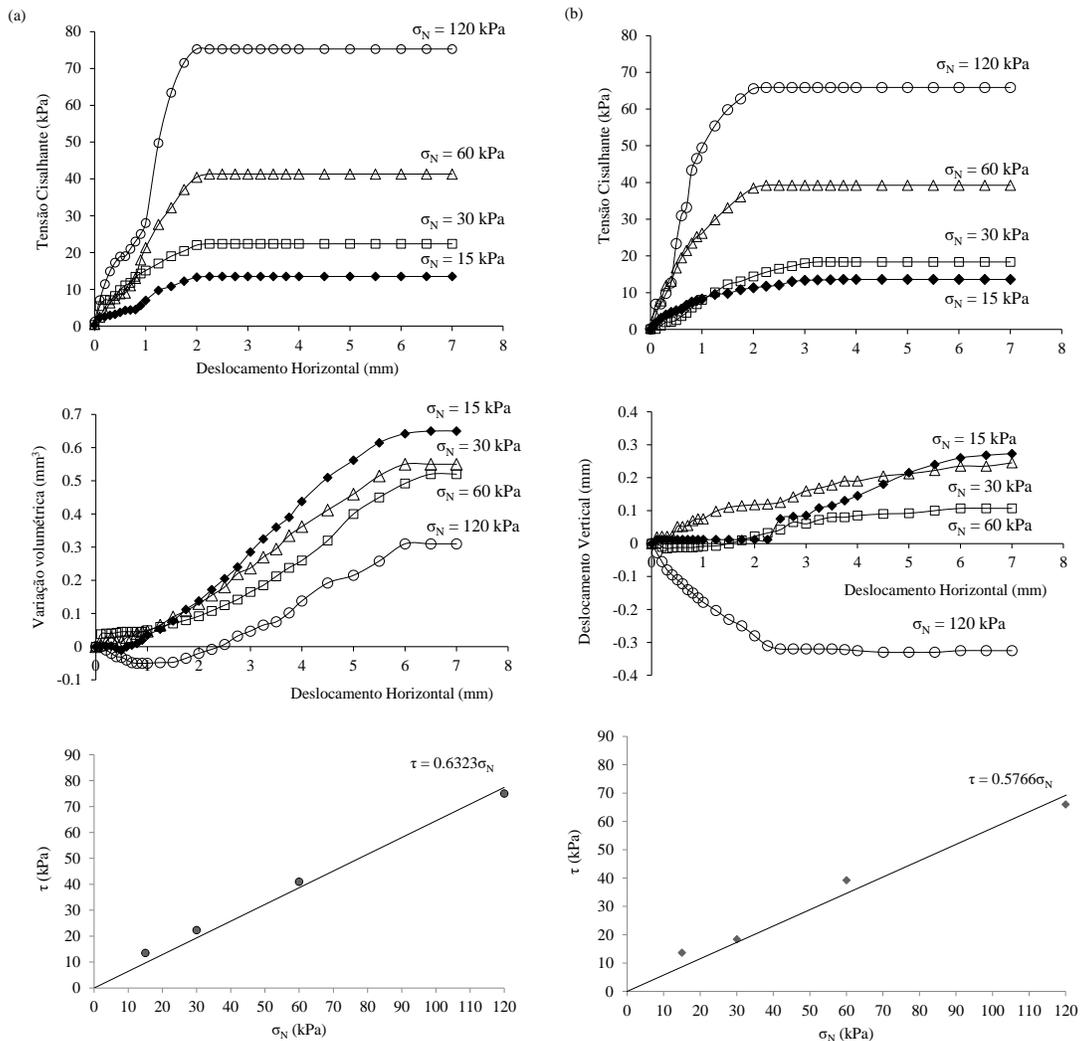


Figura 3.7. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto da areia: (a) areia no índice de vazios mínimo; (b) areia no índice de vazios máximos.

3.2.2. Geossintéticos

Foram utilizados dois tipos de geossintéticos no programa experimental: um geotêxtil tecido (GTT) produzido a partir do entrelaçamento em ângulo reto de laminares de polipropileno, e uma geogrelha extrudada biaxial (GGE) também de polipropileno com alto grau de rigidez. A Figura 3.8 mostra os dois geossintéticos usados como reforço neste estudo. As propriedades dos reforços são apresentadas na Tabela 3-2.

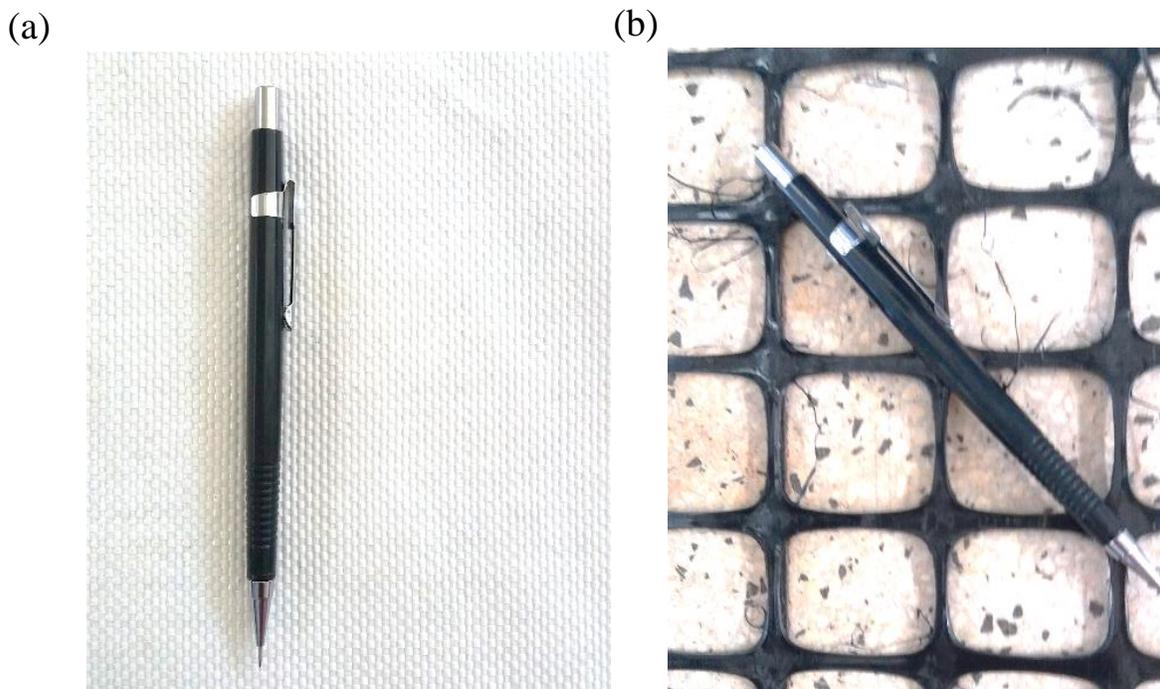


Figura 3.8. Geossintéticos utilizados na pesquisa. (a) Geotêxtil tecido de polipropileno (GTT-PP); (b) Geogrelha extrudada de polipropileno (GGE-PP).

Tabela 3-2. Propriedades dos geossintéticos utilizados

Propriedade	Sentido de fabricação	GTT PP	GGE PP
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	50	58
	Transversal	50	58
Módulo de rigidez a 2% de deformação (kN/m)	Longitudinal	12,3	14
	Transversal	12,3	14
Módulo de rigidez a 5% de deformação (kN/m)	Longitudinal	28	28
	Transversal	28	28
Abertura da malha (mm)	Longitudinal	-	40
	Transversal	-	40
Espessura do elemento (mm)	Transversal	1,0	1,5

Nota: Valores nominais fornecidos pelos fabricantes. GTT– Geotêxtil tecido; GGE– Geogrelha extrudada; PP– Polipropileno.

3.3 Instrumentação

Para avaliação da intensidade da força de arrancamento, utilizou-se uma célula de carga tipo “S” (Figura 3.9a) de aço inoxidável marca Ômega, capacidade nominal entre 10 kgf a 10,000 kgf para tração e compressão, com sensibilidade de $3 \text{ mV/V} \pm 0,0075 \text{ mV/V}$ e um desvio de escala total de 0,25 a 0,50 mm; a célula foi utilizada para registrar especificamente as medidas automatizadas de cargas de tração.

Os deslocamentos verticais foram monitorados utilizando um transdutor digital de deslocamento LVDT (Linear Variable Differential transformer), com comprimentos do curso de $\pm 1,5$ a ± 250 mm e marca GEO INSTRUMENT mostrado na Figura 3.9b. As poro-pressões e sucção da areia durante o ensaio de arrancamento, também foram medidas, por meio de um tensiômetro marca UMS, tipo 5T-10 com diâmetro de 5 mm e escala de medição +100 kPa a -85 kPa (-100 mV a +85 mV) e precisão $\pm 0,5$ kPa. O tensiômetro utilizado se mostra na Figura 3.9c.

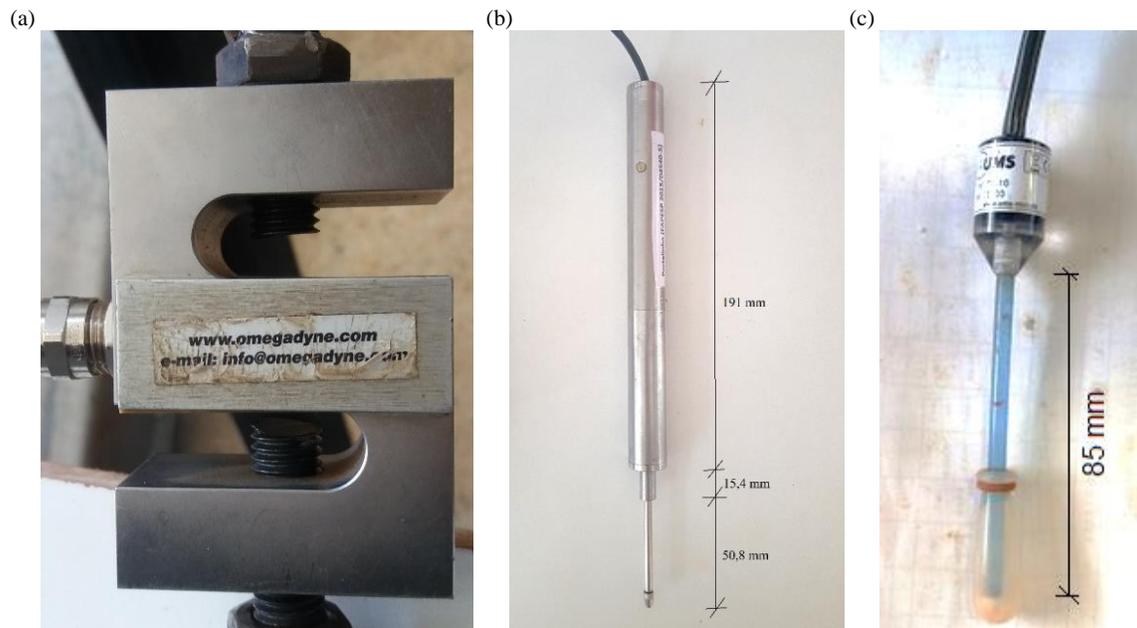


Figura 3.9. Instrumentação utilizada: (a) célula de carga tipo “S”; (b) transdutor de deslocamento; (c) tensiômetro/piezômetro.

A calibração da célula de carga foi conduzida com base na leitura de tração e compressão da mesma submetida por uma prensa universal. O transdutor de deslocamento,

por sua vez, foi calibrado com uso de um sistema de elevação da haste do transdutor com alturas conhecidas. Os resultados da calibração da célula de carga e transdutor de deslocamento são apresentados na Figura 3.10.

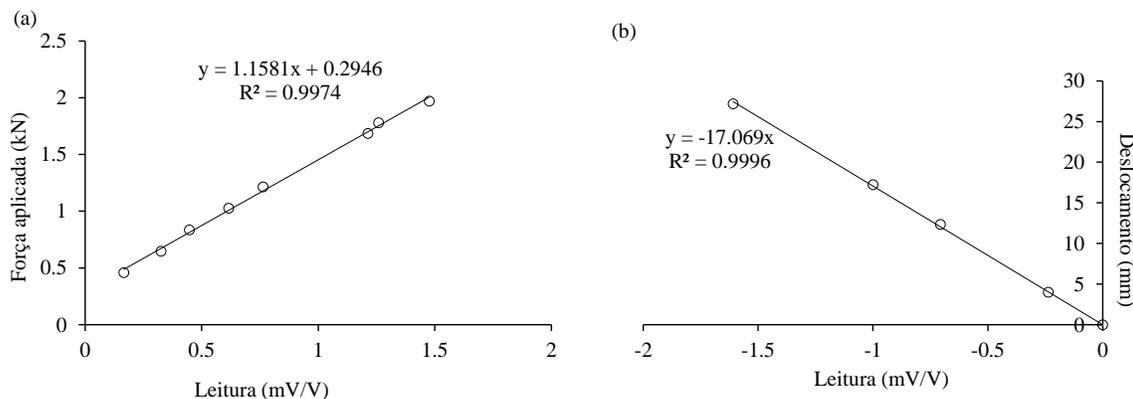


Figura 3.10. Calibração dos instrumentos: (a) célula de carga tipo “S”; (b) transdutor de deslocamento.

A pedra porosa do tensiômetros foi previamente saturada em câmara triaxial de ensaios com água destilada e desairada com incrementos de pressões na câmara de 100 kPa mantidas durante 24 horas até 500 kPa. Para melhor saturação, esses ciclos de pressurização foram repetidos por 3 vezes. A calibração utilizada pelo tensiômetro foi a mesma informada pelo fabricante. Testes iniciais foram conduzidos para verificar a funcionalidade do tensiômetro. Os testes consistiram em inserir o tensiômetros em solo com vários teores de umidade e sucção conhecidos.

O monitoramento das tensões horizontais e verticais dentro da caixa durante os ensaios de arrancamento foram realizados por meio da utilização de duas células de tensões totais da marca KYOWA, ambas com diâmetro de 30 mm e 6 mm de espessura. Uma das células tipo BEC-A-200KP, com capacidade de 200 kPa foi colocada verticalmente na parede frontal da caixa de ensaios, outra célula de tensão tipo BEC-A-500KP de 500 kPa foi colocada em sentido horizontal no centro da caixa, embaixo do reforço. A célula de tensão total e suas dimensões são apresentadas na Figura 3.11. As células de tensões foram calibradas com o anel e prensa de adensamento. O anel de adensamento foi preenchido com a areia usada na pesquisa e cargas progressivas foram aplicadas assim como realiza-se no ensaios de adensamento. Os resultados da calibração das células se mostram na Figura 3.12.



Figura 3.11. Célula de tensão total, de 30 mm de diâmetro e 6 mm de espessura. Nota: Ambas células possuem as mesmas características físicas.

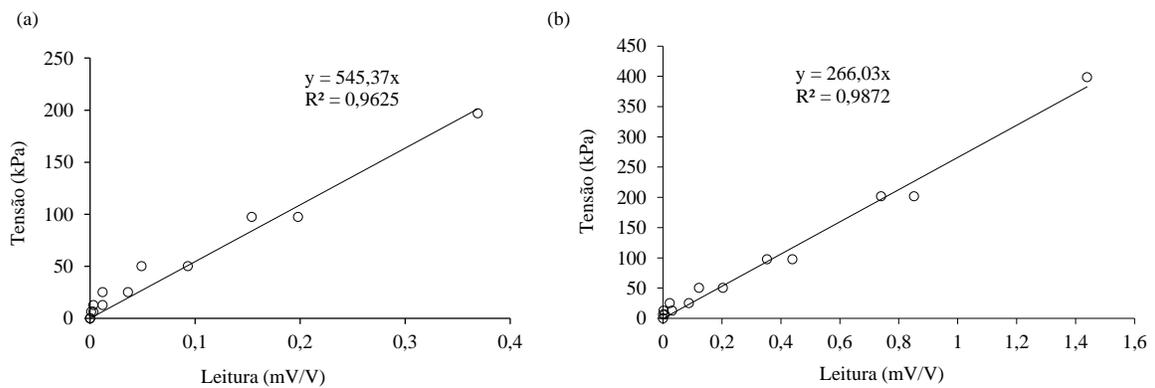


Figura 3.12. Resultados da calibração da célula de tensão: (a) célula de 200 kPa (BEC-200); (b) célula de 500 kPa (BEC-500).

É importante mencionar que a aquisição de dados correspondentes para a célula de carga tipo “S”, as células de tensão de 200 kPa e 500 kPa, o LVDT e o tensiômetro foram realizadas por meio do software de aquisição de dados D4 da Vishay, cujo aparelho se mostra na Figura 3.13.



Figura 3.13. Instrumento para aquisição de dados Micro-Measurements D4 da Vishay.

Os deslocamentos horizontais internos dos reforços foram medidos ao longo dos ensaios com o uso do sistema “tell-tales”, o qual consiste na fixação de uma extremidade dos fios inextensíveis em diferentes pontos ao longo da amostra de geossintético e, outra extremidade ligada aos transdutores de deslocamento potenciométricos. A aquisição de dados utilizada para os tell-tales foi realizada com o uso do DAQ-NI-USB6002 da National Instruments®. Tanto os transdutores de deslocamento horizontal interno como o aparelho de aquisição de dados são mostrados na Figura 3.14.

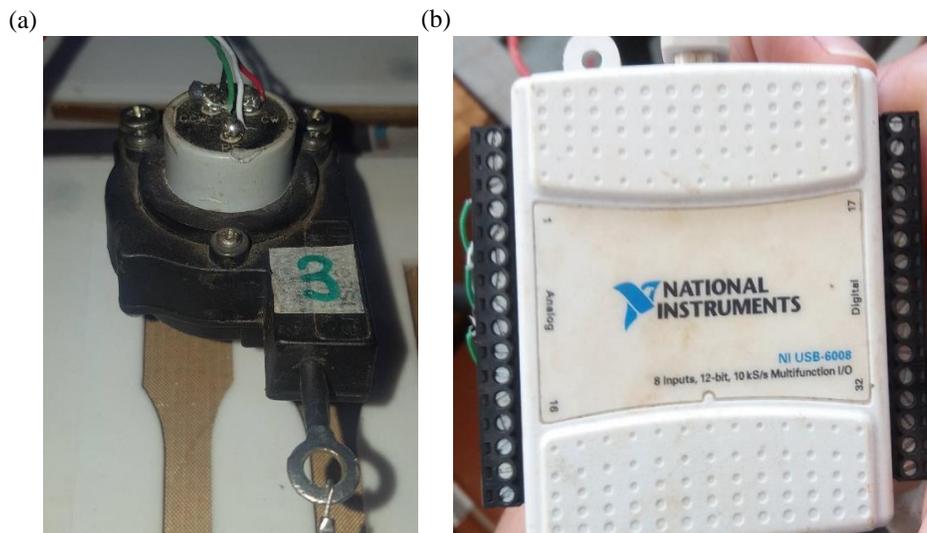


Figura 3.14. Instrumentos para medidas de deslocamentos: (a) Transdutor integrante do sistema tell-tails; (b) Aquisitor de dados DAQ-NI-USB6008.

O transdutor de deslocamento potenciométrico (corda) foi calibrado com uso de uma mesa em que o transdutor foi fixado na horizontal. Essa mesa apresentava uma série de pregos posicionados em diferentes distâncias em relação a distância inicial de medida do

sensor. A extremidade da corda responsável pela medida do deslocamento era esticada até cada prego fixado na mesa e a leitura era realizada. As diferentes distâncias geraram os pontos da curva de calibração apresentada na Figura 3.15.

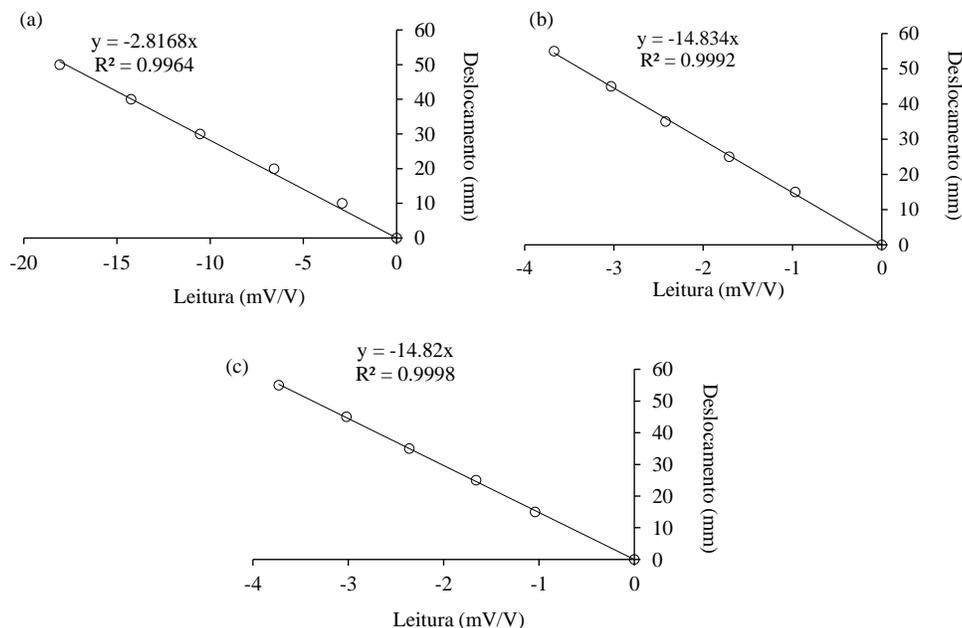


Figura 3.15. Curvas de calibração dos transdutores de corda potenciométricos.

Na Figura 3.16 mostra-se a configuração da montagem final do ensaio de arrancamento, em que se pode observar a localização final de cada uma das instrumentações utilizadas. No número 1 observa-se o motor de 9 níveis utilizado para movimentar a garra que puxa o reforço, no número 2 a célula de carga que registra as medidas automatizadas de cargas a tração, no número 3 a garra na qual foi fixado o geossintético para seu arrancamento, no número 4 o reforço colocado dentro da caixa de ensaios, no número 5 as duas partes da caixa de aço na qual se coloca o solo junto com o geossintético para simular a interface solo-reforço, no número 6 os fios inextensíveis fixados no geossintético e finalmente no número 7 os transdutores potenciométricos os quais registram os deslocamentos horizontais internos do reforço dentro da caixa de ensaios.

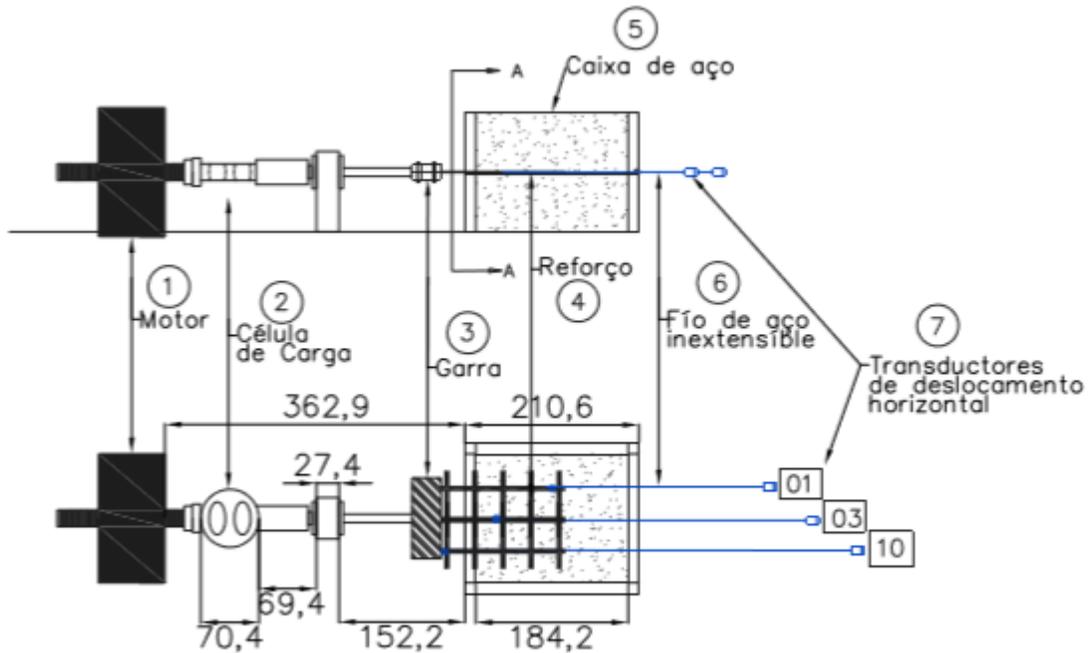


Figura 3.16. Configuração de ensaio de arrancamento em pequeno porte, com vista de topo e lateral. Nota: medidas em mm.

3.4 Procedimento de ensaio de arrancamento

Antes de iniciar a compactação da areia e posicionamento da geogrelha na caixa de arrancamento, fez-se necessário a preparação das paredes internas para minimizar os efeitos dos contornos. Primeiramente, o isopor flexível foi colocado com a finalidade de diminuir os efeitos da proximidade da parede frontal rígida. Ele foi colocado na parte superior e inferior da caixa e foi dividido no meio por onde passaria a inclusão a ser ensaiada, estes procedimentos se observam na Figura 3.17. Mesmo utilizando a placa de isopor flexível para minimização do efeito da parede rígida frontal, uma célula de tensão foi posicionada para medidas das tensões horizontais na face.

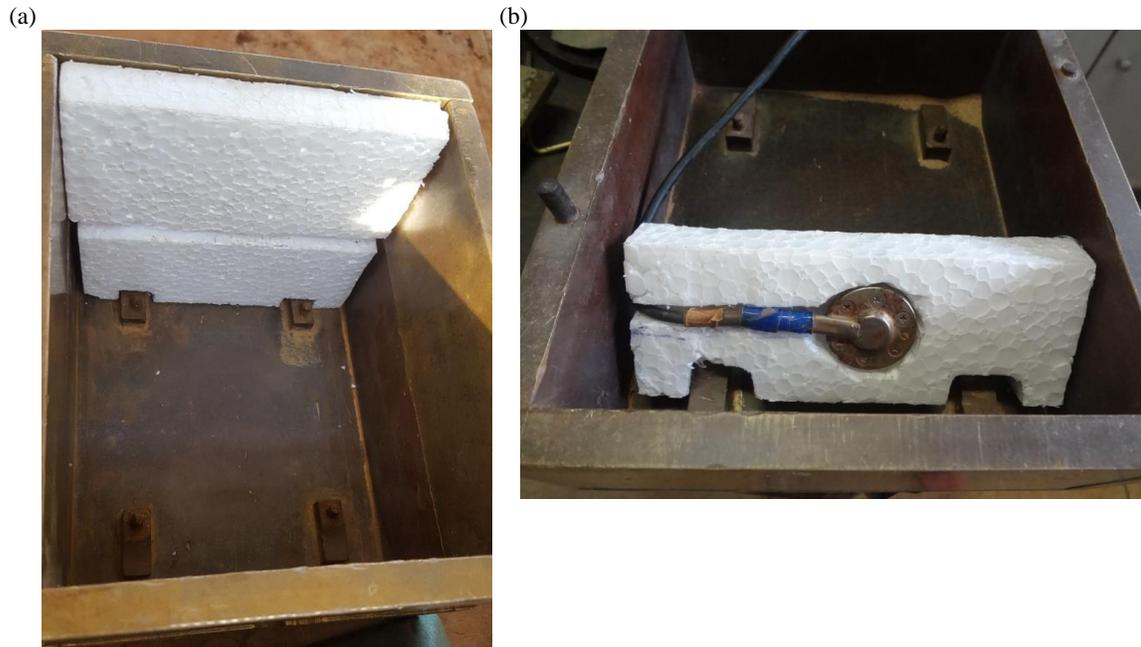


Figura 3.17. Uso de isopor na parede frontal da caixa de ensaios para diminuir o efeito de rigidez da face frontal no ensaio de arrancamento: (a) posicionamento nas partes superior e inferior; (b) colocação da célula de tensão para medir a tensão na face rígida.

Depois de ser colocado o isopor e a célula de tensão na parede frontal, foram colocadas nas paredes laterais da caixa, duas camadas de folhas de lisas de celulose com lubrificante entre elas na interface folha-parede, com o objetivo de mitigar o efeito de atrito nas paredes internas.

Neste trabalho avaliou-se uma única densidade natural sob três condições de umidade de compactação do material arenoso: teor ótimo de umidade do ensaio de compactação na energia de Proctor normal; seca ao ar, e; compactada e inundada. De forma a garantir que todos os ensaios apresentassem a mesma densidade natural, dois diferentes métodos de compactação foram utilizados: (1) compactação dinâmica com controle de volume com base na curva de Proctor normal; (2) chuva de areia da areia seca.

Para os ensaios que buscam avaliar o teor ótimo de umidade, 14 camadas de 1 cm de solo arenoso na umidade ótima foram colocadas dentro da caixa para conseguir uma melhor uniformização da compactação do solo. A compactação do solo foi realizada mediante o uso de um soquete manual quadrado de madeira e um martelo com os quais se realizavam aproximadamente 16 golpes no solo de forma a conseguir que o solo úmido

calculado preenchesse o volume estabelecido com base na densidade natural pós-compactação. Este procedimento é mostrado na Figura 3.18a.

A montagem dos ensaios de arrancamento de pequeno porte inicia-se com a pesagem da areia a ser ensaiada para calcular o teor de umidade natural e, assim, calcular a quantidade de água a se adicionar para alcançar a umidade ótima desejada de 3,9%. Calcula-se, a partir disso, o volume de solo úmido a ser compactado no volume interno da caixa. Depois de calculado o teor de umidade da areia, a primeira instrumentação que colocou-se dentro da caixa de ensaios foi a célula de tensão de 200 kPa na parede frontal da caixa inferior, entre a parede de aço e uma amostra de isopor. No transcurso do ensaio, após serem compactadas as 6 primeiras camadas de solo na caixa inferior, foi colocada a segunda célula de tensão de 500 kPa, em posição horizontal e embaixo do reforço e do solo da caixa superior (Figura 3.18b).

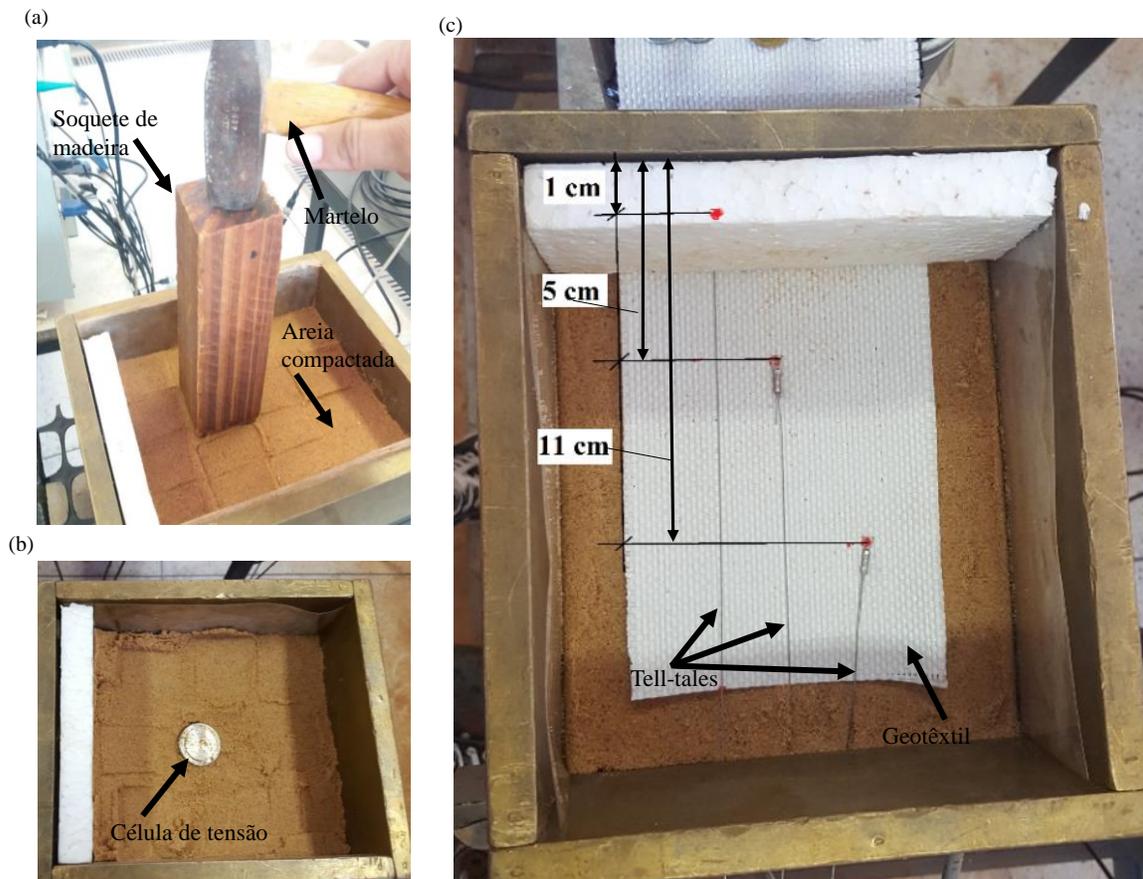


Figura 3.18. Procedimento de montagem do ensaio: (a) Compactação; (b) Célula de tensão abaixo da geogrelha; (c) posicionamento do reforço e dos tell-tales.

Depois de colocar as células de tensão, a amostra de geossintético é fixada na garra do equipamento de arrancamento com ajuda de parafusos e posicionada no centro da caixa, as dimensões da inclusão foram de 10 x 19,5 cm (Figura 3.18c). Após, os fios de aço foram fixados nos geossintéticos para compor o sistema tell-tales, sendo uma das extremidades ligadas em três pontos ao longo do comprimento de ancoragem do geossintético. Um esquema da localização dos pontos do reforço são também mostrados na Figura 3.18c, os quais se encontram a 1 cm, 5cm e 11cm da parede frontal da caixa. Na Figura 3.19 é mostrado o posicionamento dos transdutores de deslocamento, colocados numa mesa fixa na frente ao equipamento de arrancamento.

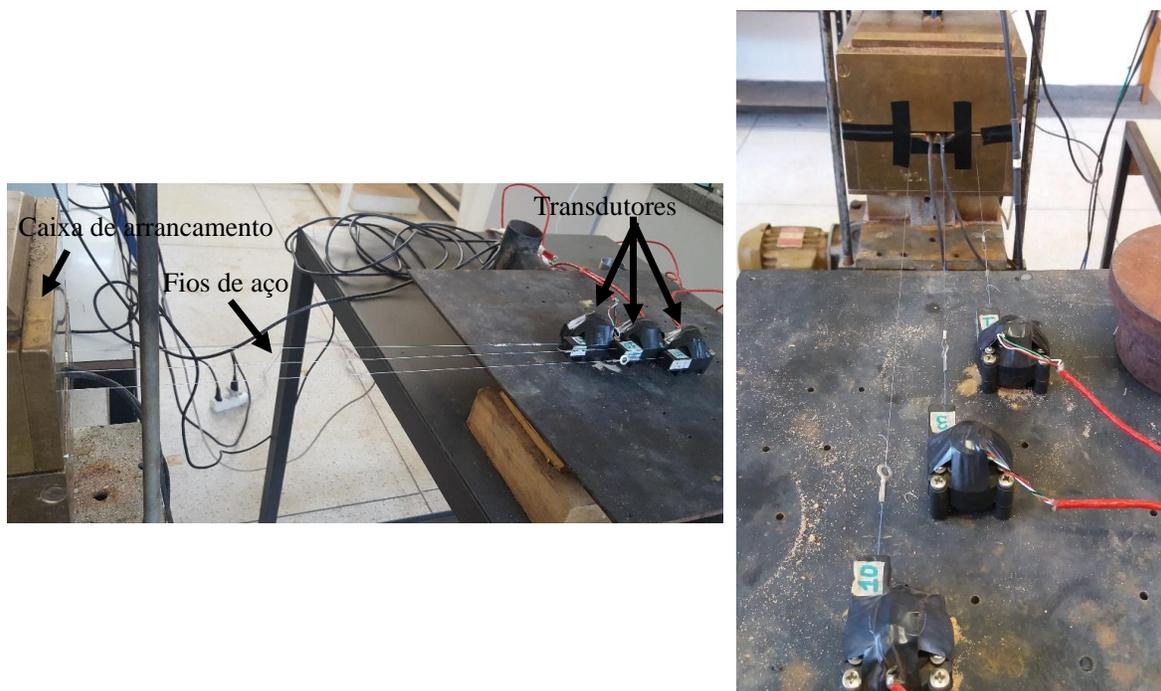


Figura 3.19. Posicionamento dos tell-tales e transdutores para medidas de deslocamentos internos do geossintéticos durante o arrancamento.

Após a colocação do geossintético e os fios inextensíveis dentro da caixa, foram compactadas as últimas oito camadas de solo e foi colocada a tampa de aço na parte superior da caixa, com a finalidade de que a sobrecarga fosse aplicada de forma homogênea e constante sobre toda a superfície de solo compactado no interior da caixa. Lembrando que essa tampa receberá as cargas transferidas dos pesos livres, no entanto não tem o

deslocamento restringido, ou seja, essa desloca com a variação volumétrica dos solos como ocorre em ensaios convencionais de cisalhamento direto. Um orifício de 7 mm também foi feito na tampa, com o objetivo de introduzir o tensiômetro para medidas de sucção e pressões neutras do solo no interior da caixa como se mostra na Figura 3.20.

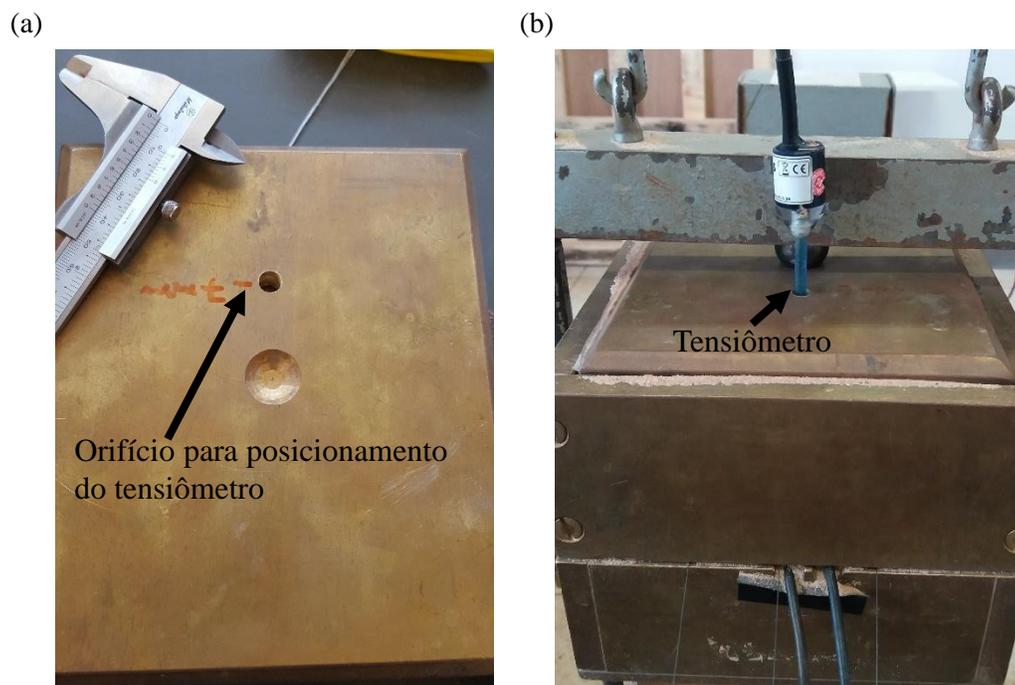


Figura 3.20. Tampa para distribuição da tensão normal. (a) Orifício de 7 mm feito na tampa de aço; (b) Colocação do tensiômetro dentro da caixa de ensaios por meio do orifício.

Em relação à execução dos ensaios inundados o procedimento de colocação do solo dentro da caixa foi a mesma que utilizou-se para os ensaios com umidade ótima. Ou seja, foram compactadas as 14 camadas de solo dentro da caixa, também o geossintético e os sensores dentro da caixa foram colocados do mesmo jeito. A única diferença foi em relação ao solo, que após de ser compactado, foi inundado com água até conseguir preencher todo o interior da caixa de ensaios, como se mostra na Figura 3.21.

No caso dos ensaios desenvolvidos com solo seco, a amostra de areia foi deixada secar ao ar. A técnica utilizada para compactar o solo seco dentro da caixa de ensaios foi mediante a chuva de areia, na qual consistiu em colocar uma peneira acima da caixa a uma altura calculada e jogar o solo até preencher toda a caixa. O cálculo da altura foi realizado de acordo a densidade do solo e o peso do solo dentro da caixa de ensaios, os resultados

mostraram que para densidade de $1,7 \text{ g/cm}^3$ a posição da peneira deveria ser a 58 cm de altura. Na Tabela 3-3 se mostram os cálculos para determinação da distância na utilização de técnica de chuva de areia e na Figura 3.22 pode ser observado o procedimento de execução.

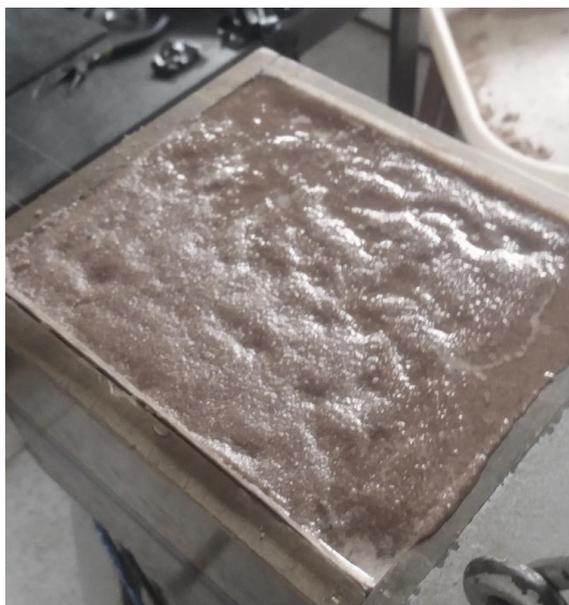


Figura 3.21. Inundação do solo para ensaios de arrancamento de pequeno porte.

Tabela 3-3. Dados obtidos para calcular a altura da peneira para realização de chuva de areia.

Altura (cm)	Tara (g)	Areia+Bandeja (g)	Areia (g)	Volume (cm ³)	Densidade (g/cm ³)
39	249,4	1919,1	1669,7	998	1,673
39	249,4	1913,8	1664,4	998	1,667
39	249,4	1928,5	1679,1	998	1,682
48	249,4	1921,3	1671,9	998	1,675
58	249,4	1955,8	1706,4	998	1,709
70	249,4	1971,5	1722,1	998	1,725
80	249,4	1985,4	1736	998	1,739



Figura 3.22. Técnica de chuva de areia para colocar a areia seca dentro da caixa de ensaios de arrancamento de pequeno porte.

Finalmente, a sobrecarga foi aplicada por meio de pesos distribuídos num sistema de alavancas, como se pode observar na Figura 3.23. O peso necessário foi calculado por meio da geometria das barras de aço que compõem o sistema. Para registrar as medidas dos deslocamentos verticais causados pela tensão confinante aplicada à caixa, foi colocado o LVDT (Linear Variable Differential Transformer) na parte superior da estrutura. O posicionamento do LVDT pode ser observado na Figura 3.24.

Concluída a montagem do ensaio, o sistema de tração da garra é acionado para retirar o geossintético da caixa de ensaios e simular dessa maneira o arrancamento dos reforços em estruturas de solo reforçado, utilizando uma velocidade de 0,8 mm/min e uma duração de 45 min por ensaio.



Figura 3.23. Sistema de aplicação da tensão confinante, mediante um sistema de pesos e alavancas para ensaios de arrancamento de pequeno porte.



Figura 3.24. Posicionamento do transdutor digital de deslocamento vertical na parte superior do montagem do ensaio de arrancamento de pequeno porte.

Nos ensaios conduzidos com geogrelhas, as dimensões da amostra de geogrelha foram de 11,3 x 22,5 cm, de forma a contar com três elementos longitudinais e quatro transversais no interior da caixa de ensaios. Dentro da caixa os fios inextensíveis foram ligados entre a geogrelha e os *tell-tales*. As distâncias específicas foram: o ponto a 0 cm da parede frontal foi fixado ao sensor No. 10, o ponto a 8,5 cm da parede foi fixado ao sensor No. 3 e o ponto a 15,5 cm da parede foi fixado ao sensor No. 1. Os pontos e as distancias se mostram na Figura 3.25.

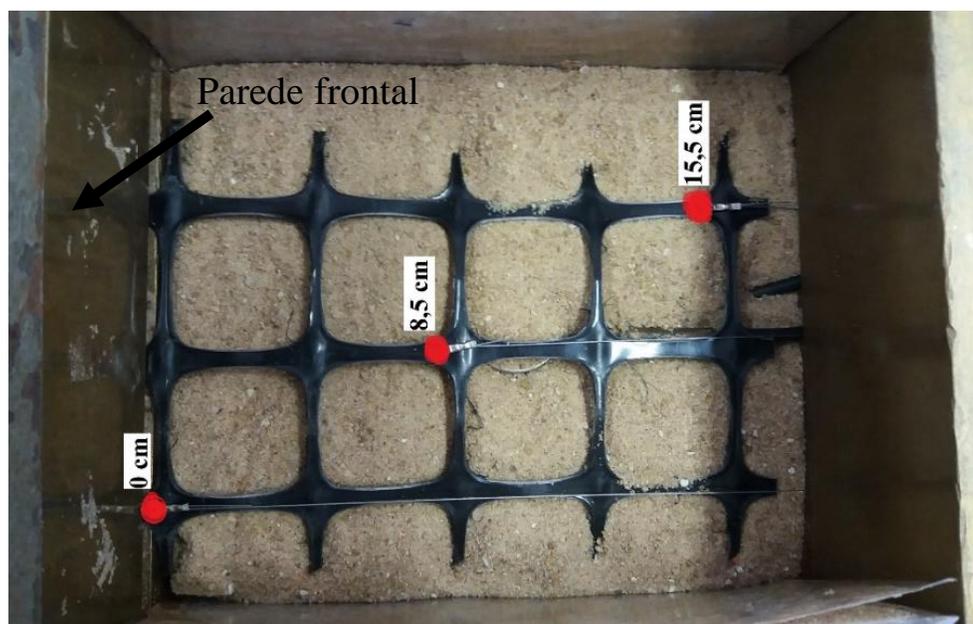


Figura 3.25. (a) Localização dos pontos na geogrelha.

3.5 Programa de ensaios

A execução dos ensaios foi dividida em duas partes. A primeira bateria de ensaios foi realizada com o objetivo de avaliar o equipamento de arrancamento. Foram realizados 32 ensaios para avaliação da repetibilidade do equipamento, utilizando três diferentes porcentagens de teores de umidade no solo (umidade ótima, inundado e seco), foram também utilizadas três diferentes tensões confinantes de 15 kPa, 60 kPa e 120 kPa. Em todos os ensaios de repetibilidade desenvolvidos foi utilizado um geotêxtil tecido de polipropileno (GTT) como reforço dentro da caixa de ensaios.

Na segunda bateria de ensaios, foram executados nove ensaios de arrancamento utilizando uma geogrelha extrudada biaxial de polipropileno (GGE). Nesta segunda parte dos ensaios não foram realizados ensaios de repetibilidade, somente foram executados os ensaios utilizando os três teores de umidades diferentes (umidade ótima, inundado e seco) e as três tensões confinantes de 15 kPa, 60 kPa e 120 kPa, a finalidade dessa última bateria de ensaios foi a comparação entre o comportamento da interface reforçada com geotêxtil tecido (GTT) e a interface reforçada com geogrelha extrudada biaxial (GGE). A relação dos ensaios e das variáveis de controle e montagem podem ser observadas na Tabela 3-4. É importante destacar que muitos outros ensaios foram conduzidos até o estabelecimento do procedimento experimental adotado.

Tabela 3-4. Variáveis de Análise dos Ensaios de arrancamento de pequeno porte. GTT: Geotêxtil Tecido, GGE: Geogrelha extrudada.

Ensaio	Teor de umidade	Geossintético	Tensão normal vertical (kPa)
1-EGT15	Ótima	GTT	15
2-EGT15	Ótima	GTT	15
3-EGT15	Ótima	GTT	15
4-EGT15	Ótima	GTT	15
5-EGT60	Ótima	GTT	60
6-EGT60	Ótima	GTT	60
7-EGT60	Ótima	GTT	60
8-EGT60	Ótima	GTT	60
9-EGT60	Ótima	GTT	60
10-EGT60	Ótima	GTT	60
11-EGT120	Ótima	GTT	120
12-EGT120	Ótima	GTT	120
13-EGT120	Ótima	GTT	120
14-EGT15	Inundado	GTT	15
15-EGT15	Inundado	GTT	15
16-EGT15	Inundado	GTT	15
17-EGT60	Inundado	GTT	60
18-EGT60	Inundado	GTT	60
19-EGT60	Inundado	GTT	60
20-EGT60	Inundado	GTT	60
21-EGT120	Inundado	GTT	120

Ensaio	Teor de umidade	Geossintético	Tensão normal vertical (kPa)
22-EGT120	Inundado	GTT	120
23-EGT120	Inundado	GTT	120
24-EGT15	Seco	GTT	15
25-EGT15	Seco	GTT	15
26-EGT15	Seco	GTT	15
27-EGT60	Seco	GTT	60
28-EGT60	Seco	GTT	60
29-EGT60	Seco	GTT	60
30-EGT120	Seco	GTT	120
31-EGT120	Seco	GTT	120
32-EGT120	Seco	GTT	120
1-EGGE15	Ótima	GGE	15
2-EGGE15	Inundado	GGE	15
3-EGGE15	Seco	GGE	15
4-EGGE60	Ótima	GGE	60
5-EGGE60	Inundado	GGE	60
6-EGGE60	Seco	GGE	60
7-EGGE120	Ótima	GGE	120
8-EGGE120	Inundado	GGE	120
9-EGGE120	Seco	GGE	120

Nota: A velocidade utilizada em todos os ensaios foi de 0,8mm/seg e os reforços foram utilizados em direção longitudinal.

Capítulo 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta os resultados da etapa experimental desta pesquisa, os quais são organizados em quatro tópicos diferentes: (i) Análise de repetibilidade do ensaio de arrancamento da interface área-geotêxtil tecido; (ii) Análise comparativa dos resultados dos ensaios de arrancamento de interface com geotêxtil tecido e geogrelha (iii) Avaliação da relação entre sucção, dilatância e resistência de interfaces com geotêxtil e geogrelha. O primeiro tópico refere-se a busca da validação do equipamento de pequeno porte para os fins propostos; o segundo tópico é referente a apresentação dos resultados obtidos nos ensaios com geotêxtil, incluindo a resposta de toda a instrumentação adotada no ensaio. Posteriormente, será apresentado o último tópico (iv) envoltórias e coeficientes de interação das interfaces. A relação entre a variação volumétrica, sucção e resistência será avaliada no último tópico desse capítulo. De modo geral, os tópicos descritos serão conduzidos de maneira comparativa entre as interfaces propostas.

4.1 Resultados dos ensaios de arrancamento em interface geotêxtil-areia – análise da repetibilidade

A avaliação da validação dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para o estudo proposto será baseada na repetibilidade das respostas dos ensaios de arrancamento conduzidos com o geotêxtil tecido. Parte-se do princípio de que uma vez reconhecida a funcionalidade do equipamento e da capacidade de reproduzir os resultados, este estaria apto para continuidade às análises com a geogrelha. Pode-se observar nas Figuras 4.1 a 4.3 os resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal da garra na interface areia - geotêxtil tecido, nos teores de umidade: ótima (Figura 4.1), seca (Figura 4.2) e inundada (Figura 4.3). Foram realizados três ensaios de repetibilidade com cada uma das tensões confinantes utilizadas de 15 KPa, 60 KPa e 120 KPa.

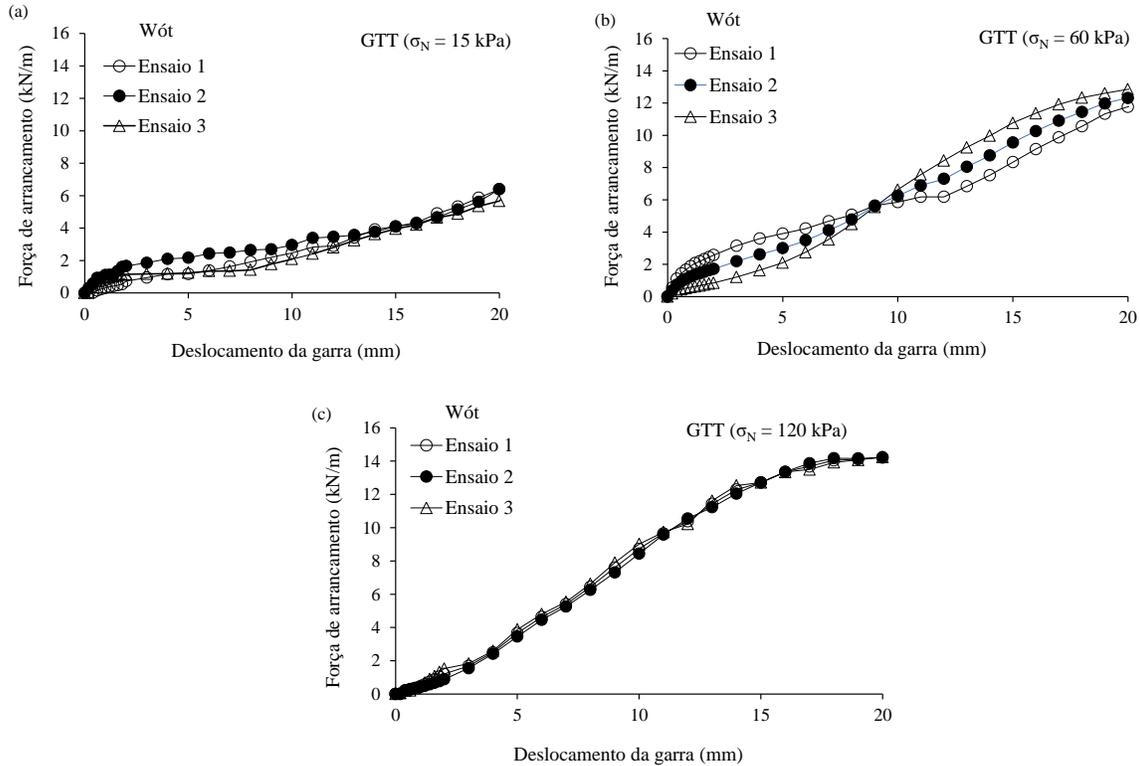


Figura 4.1. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia no teor ótimo de umidade de compactação e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Nota-se nas figuras que o equipamento de pequeno porte utilizado apresentou repetibilidade dos ensaios em termos de resposta da força de arrancamento. Essa reprodução de resultados aparenta ser ainda mais adequado com maiores tensões de confinamento. No caso do geotêxtil tecido arrancado, nota-se que a resposta da força de arrancamento para os diferentes teores de umidade foram semelhantes, mostrando que a interação com o geotêxtil tecido pouco se altera para as condições de umidade e compactação estabelecidas no programa experimental.

Como esperado, uma maior resistência ao arrancamento foi obtida para interfaces onde se utilizou a maior tensão confinante (120 kPa). As curvas se caracterizam por apresentarem um valor máximo de resistência ao arrancamento e tender a estabilizar esse valor, ou sofrer um pequeno decréscimo após o pico da curva. Para efeitos de comparação, a interface com solo inundado apresentou a curva com maior resistência ao arrancamento, de 17 kPa aproximadamente (Figura 4.3c), seguida da interface com solo seco e pico de 16

kPa (Figura 4.2c) e por último a interface com solo em umidade ótima que apresentou uma maior resistência ao arrancamento de 14 kPa (Figura 4.1c).

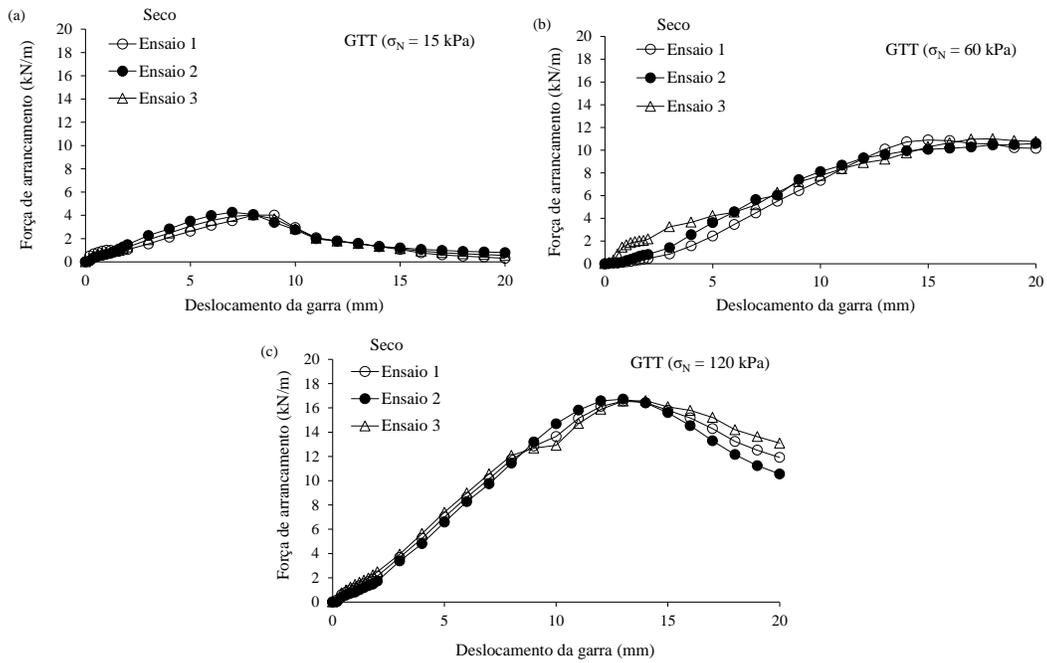


Figura 4.2. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

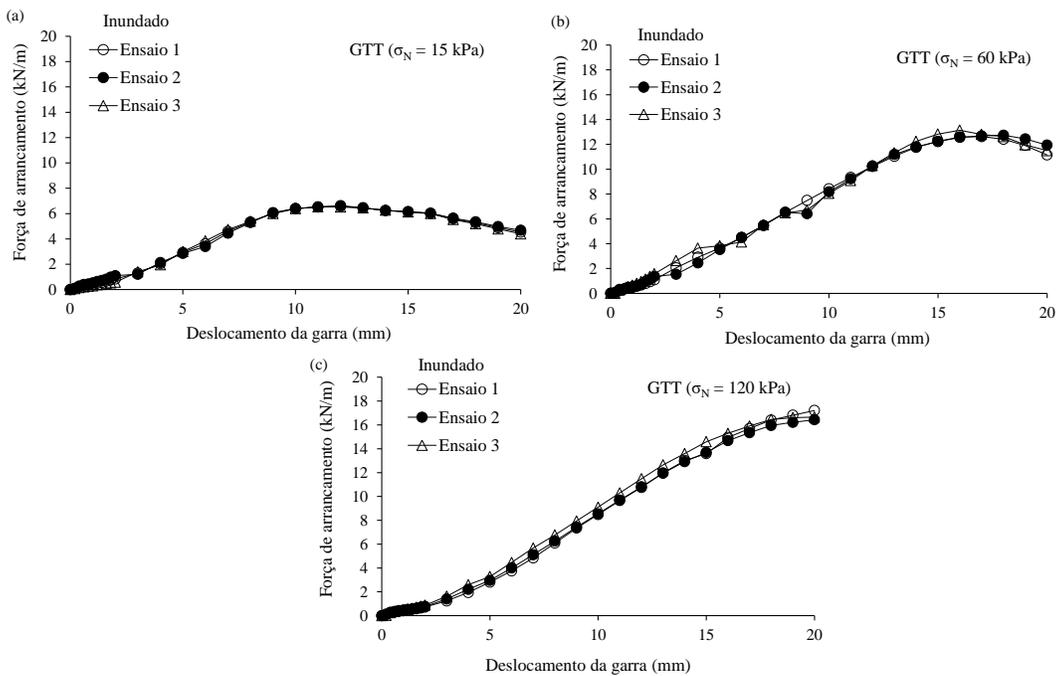


Figura 4.3. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compacta inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Nas Figuras 4.4 a 4.6 são apresentados os resultados dos deslocamentos verticais registrados versus o deslocamento da garra. Com base nestes resultados se discute sobre a variação volumétrica no comportamento da interface devido às tensões aplicadas e ao efeito da presença de água. Esses resultados dos deslocamentos verticais são apresentados em gráficos cujo eixo das ordenadas podem apresentar valores positivos e negativos. As curvas positivas representam o efeito de dilatação da interface, enquanto as curvas negativas representam o efeito de compressão na interface. Como se pode observar, o maior efeito de dilatação foi registrado nas condições da areia na umidade ótima e inundada e sob a baixa tensão de confinamento de 15 kPa (Figura 4.4a e 4.6a). Também se registrou um maior efeito de compressão na interface com solo seco, com deslocamento vertical de aproximadamente 2,5 mm (negativo) e na qual se aplicou uma tensão confinante de 60 kPa (Figura 4.5b). No entanto, de modo geral, todas as interfaces sofreram compressão com tensões de confinamento acima de 15 kPa.

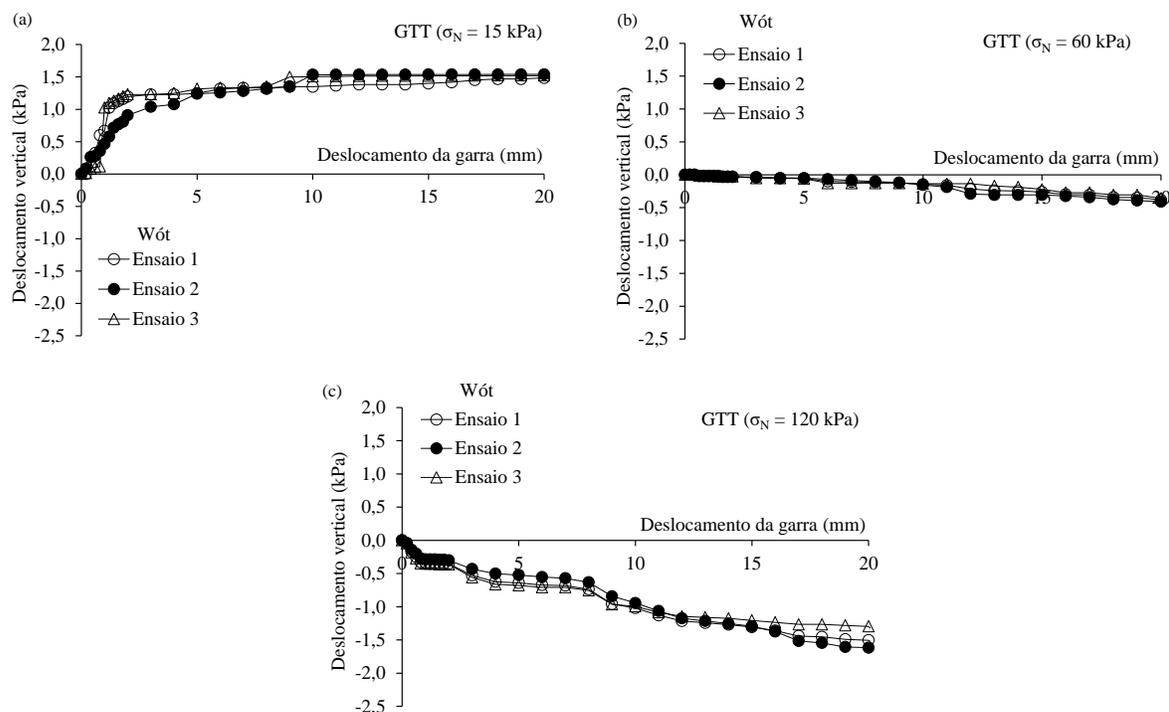


Figura 4.4. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

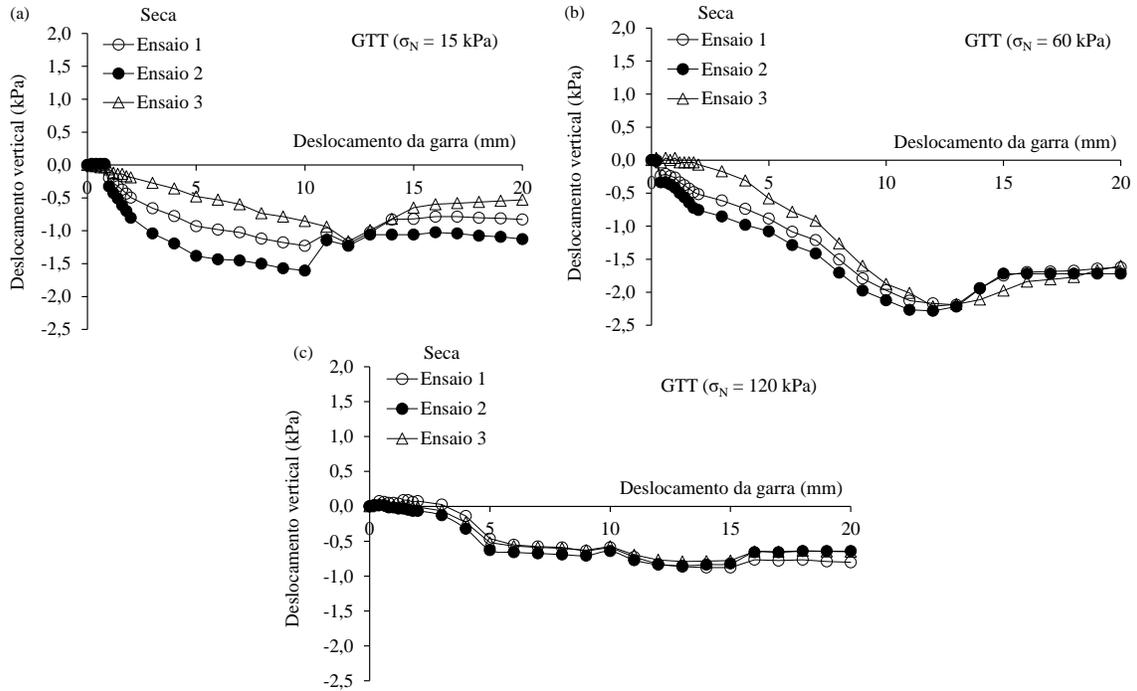


Figura 4.5. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

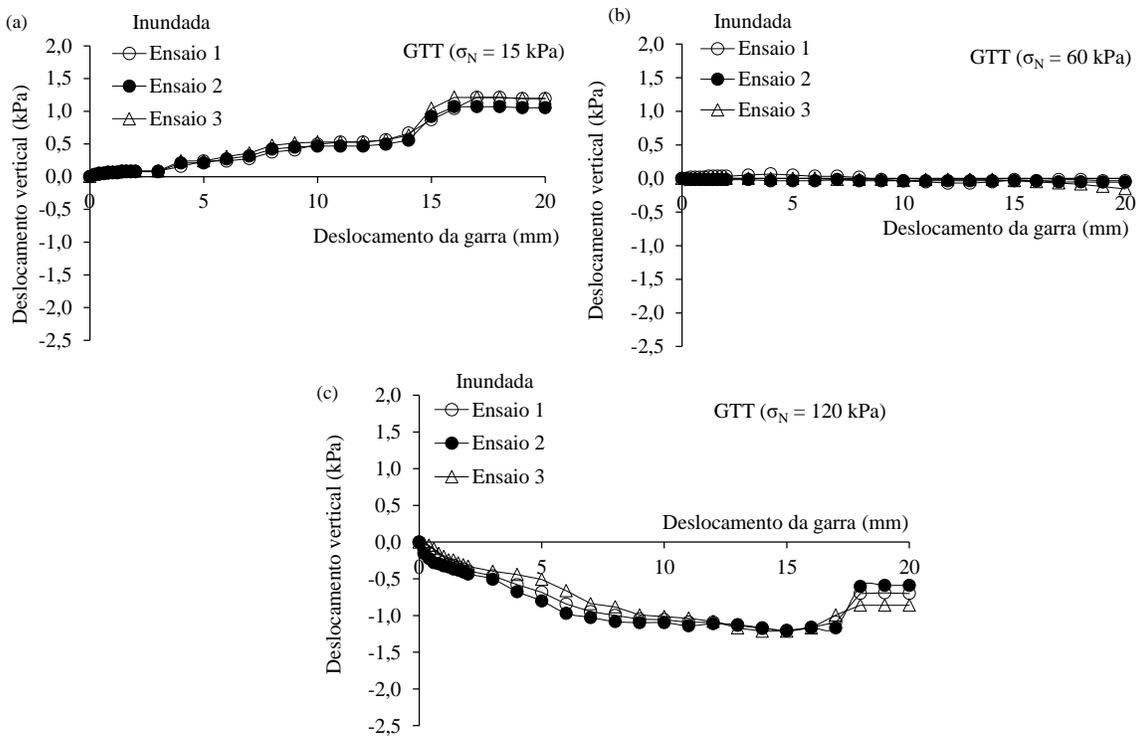


Figura 4.6. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Em relação aos deslocamentos verticais para interfaces com solo seco, Gerscovich (2010) relata que, para estes tipos de solos, o índice de vazios crítico não é uma característica do material e depende do nível de tensão confinante aplicada nos ensaios. Em outras palavras, a tendência de dilatância será tanto maior quanto menor for o índice de vazios crítico ou menor for a tensão confinante (altas tensões confinantes reduzem a capacidade de dilatância do solo). Assim, para uma determinada tensão confinante, o solo apresenta comportamento de solo compacto, caso seu índice de vazios seja inferior ao crítico. Nota-se que para 60 kPa de confinamento, a variação volumétrica na interface é baixa, mostrando que o índice de vazios crítico da interface está em torno desse valor. Comparando com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da Figura 3.6b nota-se que o comportamento de variação volumétrica do solo (sem geotêxtil) não apresenta essa reduzida variação volumétrica da interface com 60 kPa de tensão confinante. Com isso, pode-se supor que o índice de vazios crítico do solo é diferente do índice de vazios da interface solo-geossintético.

Cabe destacar a peculiaridade de resultado observado na Figura 4.5, referente aos ensaios de arrancamento com o solo seco. Neste caso, todos os ensaios mostraram compressão ao longo do arrancamento, inclusive para baixos níveis de tensão de confinamento. Com isso, pode-se atribuir o efeito da dilatância das Figuras 4.4 e 4.6 a presença de água nos poros da areia e consequente tensão capilar imposta pelo teor de umidade. Aparentemente, a presença de água nos poros dificultou o rearranjo das partículas de areia durante o arrancamento, manifestando a dilatância na interface. Por consequência, a resistência de arrancamento para o baixo nível de tensão de confinamento é maior para as interfaces com presença de água (Figuras 4.1a e 4.3a). Para maiores tensões de confinamento, o nível de tensão prevalece em relação à tensão capilar desenvolvida gerando comportamentos de compressão de interface. Consequentemente, pouca diferença foi verificada nas forças de arrancamento entre as interfaces úmidas e secas.

Conforme descrito no capítulo anterior, foram registradas as tensões internas da caixa durante os ensaios de arrancamento logo abaixo da linha de ancoragem. Os resultados dos registros obtidos são apresentados nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9. Cabe observar que tratam-se de tensões desenvolvidas, ou seja, a célula de tensão foi zerada após a aplicação da tensão confinante e antes de iniciar o arrancamento do reforço. Na análise dos gráficos,

pode-se observar que o maior pico de tensão registrada foi obtido para a maior tensão confinante aplicada de 120 kPa. Nota-se que as tensões desenvolvidas abaixo do reforço aumentaram com o deslocamento do atuador, o que está associado ao aumento da força de arrancamento mobilizada.

Com respeito ao efeito da umidade, não se observou um padrão de comportamento. Aparentemente, o nível de tensão confinante prevalece em relação ao teor de umidade. De modo geral, as tensões verticais desenvolvidas foram maiores para maiores tensões de confinamento. No entanto, para a interface com a areia seca, a tensão desenvolvida foi baixa para o maior nível de tensão confinante aplicada. Nas curvas também se observa que para tensões confinantes menores (15 kPa e 60 kPa) em solo com umidade ótima e seco as tensões embaixo do reforço permaneceram proporcionais, ou seja, que a tensão confinante aplicada foi a mesma tensão registrada embaixo do reforço. Mas comparando com as curvas de força de arrancamento o aumento da resistência não foi proporcional, isso pode ser devido a redução do coeficiente de aderência que proporciona a água. É por isso que a interface com solo inundado e tensão confinante de 15 kPa (Figura 4.9a), apresenta um leve incremento (pico) na curva de tensão embaixo do reforço, o que fazendo relação com os resultados da variação volumétrica, é um efeito da dilatação registrada nesse ensaio, a qual permitiu a mobilização e acréscimo das tensões do solo e por conseguinte aumento nas tensões aplicadas ao reforço no arrancamento.

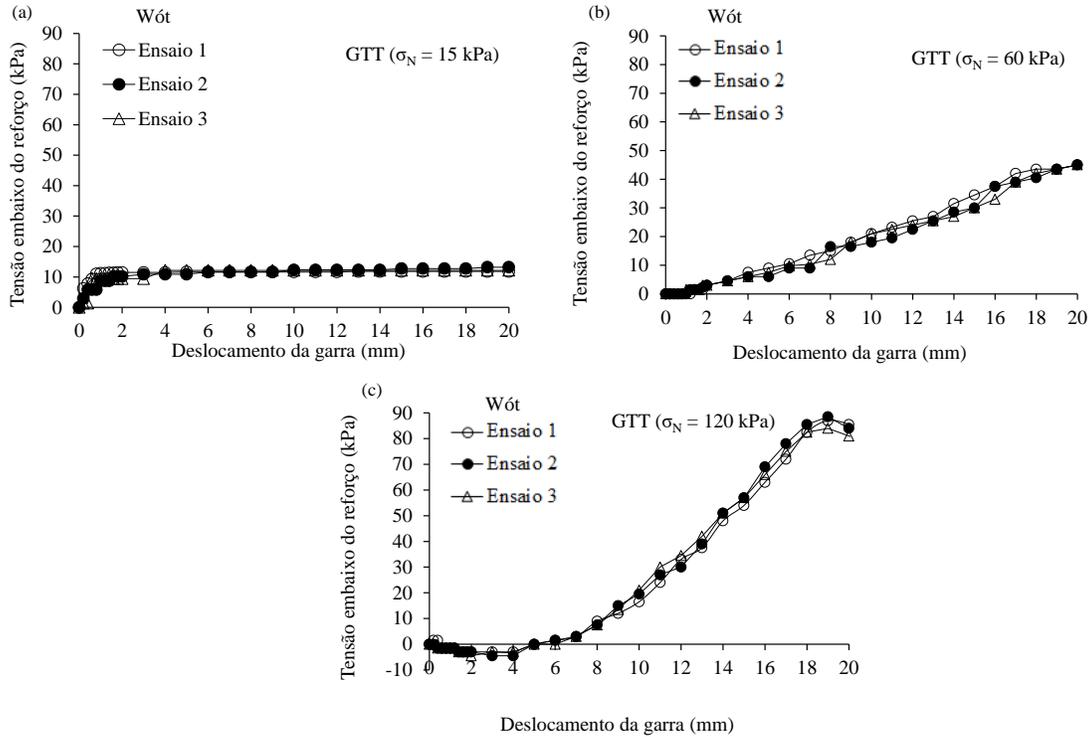


Figura 4.7. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Para a avaliação da tensão vertical desenvolvida deve-se levar em conta o aumento proporcional ao nível de tensão confinante aplicada. Para 15 kPa de tensão confinante aplicada, a tensão total registrada máxima de 35 kPa, para o caso inundado, ou seja, o valor duplicou. Se essa análise for realizada para os maiores níveis de tensão de confinamento, ou seja 60 e 120 kPa, nota-se que as maiores tensões aplicadas (casos de compressão) para ambos casos foram de 110 kPa (areia seca) e 210 kPa (umidade ótima), respectivamente. Embora tenha se mostrado também aproximadamente o dobro do valor aplicado, as tensões desenvolvidas foram proporcionalmente menores que o caso em que ocorreu a dilatância. Com isso, pode-se supor que a dilatância não é o fator que mais afetou nas tensões embaixo do reforço, mas sim as forças mobilizadas durante o arrancamento. Isso se deve ao fato de a tampa não restringir as deformações volumétricas como nos ensaios convencionais.

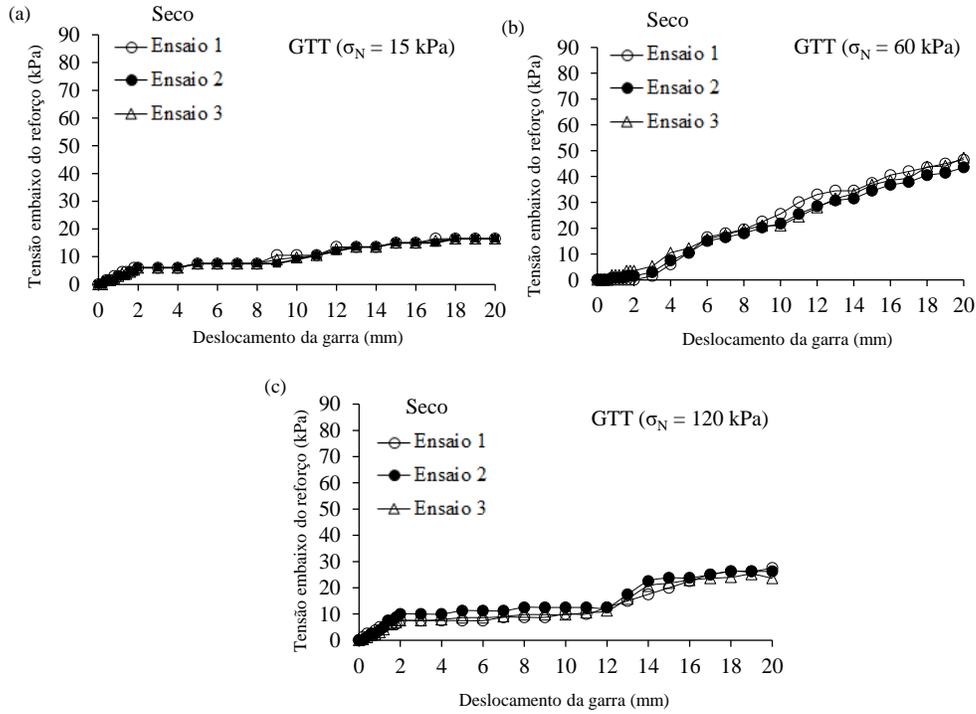


Figura 4.8. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

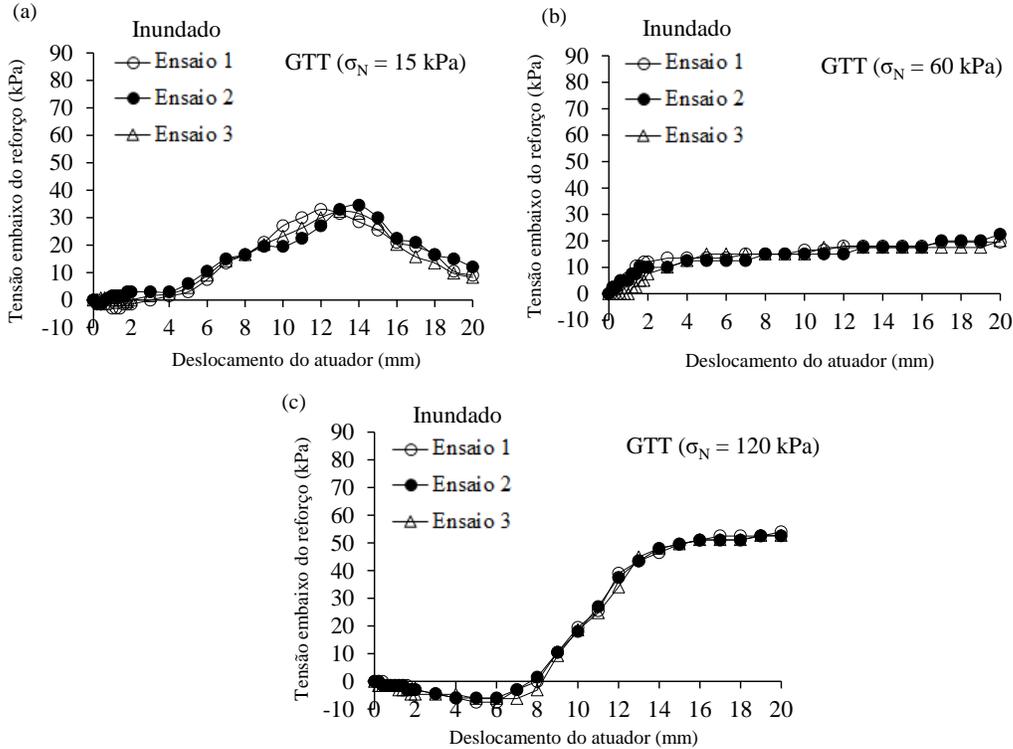


Figura 4.9. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Outra célula de tensão foi colocada na parede frontal da caixa de arrancamento na frente do isopor flexível usado para atenuação dos efeitos da rigidez da parede frontal, como se descreve no capítulo anterior. Tal iniciativa tem como embasamento os estudos realizados por Palmeira (2004), que sugeriu a lubrificação da parede frontal para mitigação do efeito de contorno e o afastamento do reforço, para alterar o mecanismo de ruptura (devido a necessidade de se alterar o mecanismo de ruptura pela garra). Nas Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 observa-se o comportamento das tensões aplicadas na parede frontal da caixa. Essa análise tem o objetivo de verificar o efeito da redução da escala da caixa de pequeno porte nos resultados. De modo geral, essas tensões foram relativamente baixas, em sua maioria em torno de 10-15 kPa. Nos casos de tensões de confinamento maiores, maiores tensões frontais foram eventualmente registradas. Nos ensaios com umidade ótima apresentou o maior registro de tensões na parede com 18 kPa, com solo seco se registrou 10 kPa e com solo inundado uma tensão menor de 4 kPa, todos esses registros para tensão confinante de 120 kPa.

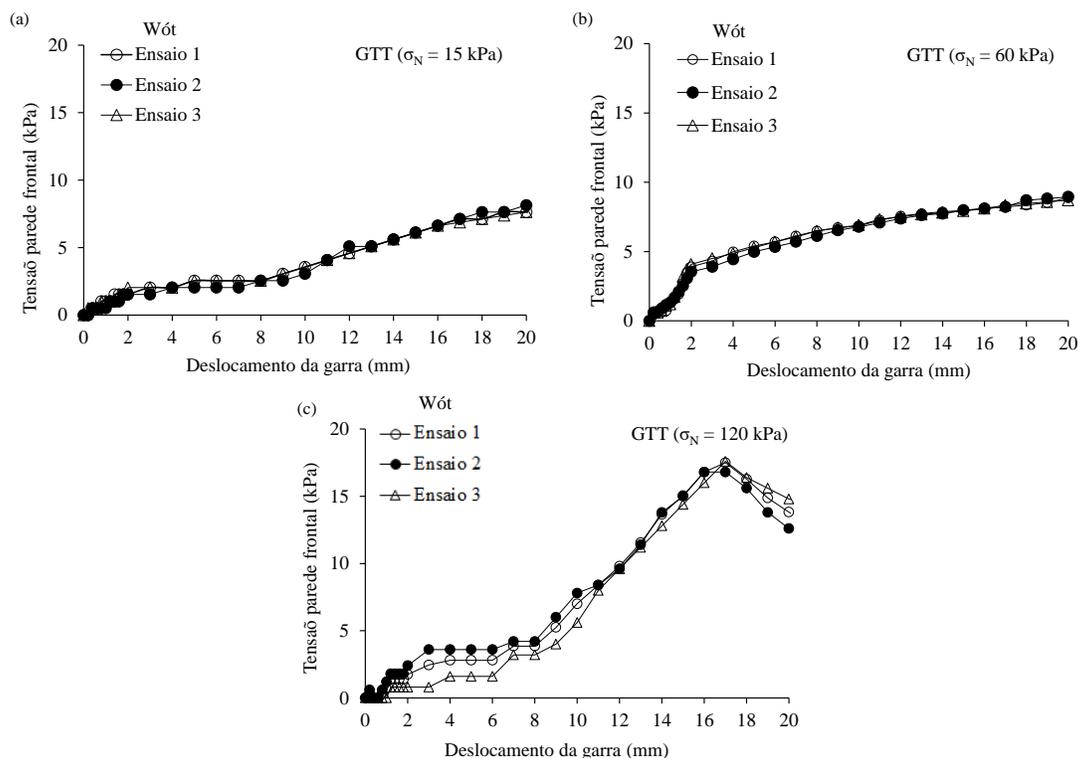


Figura 4.10. Resultados das tensões na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

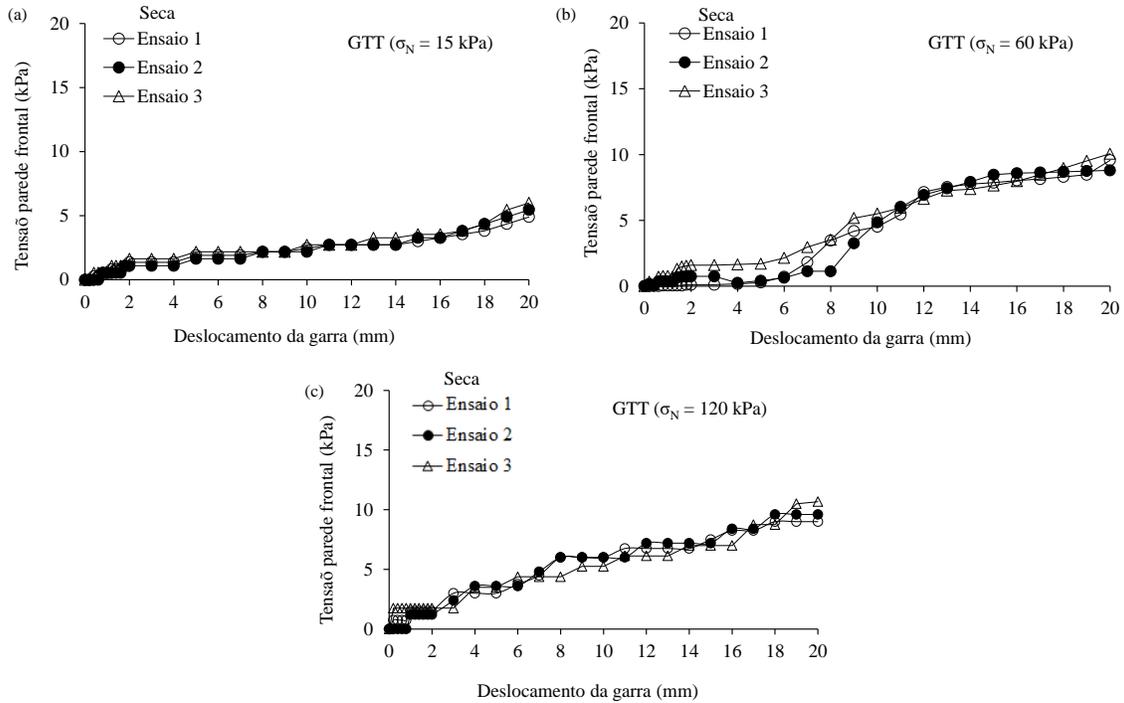


Figura 4.11. Resultados das tensões na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

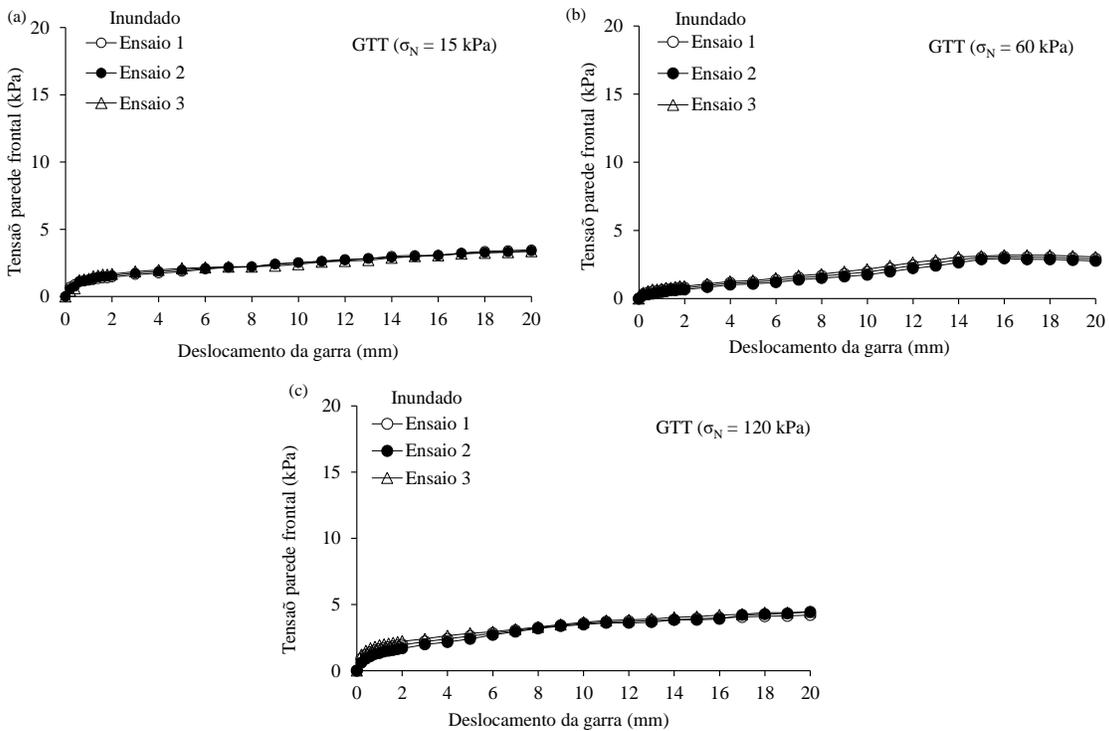


Figura 4.12. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Farrag *et al.* (1993) mencionam que a sobrecarga aplicada pode ser parcialmente transferida para as paredes da caixa pelo atrito desenvolvido, resultando na redução da tensão normal no geossintético. Devido a isso, a interface com porcentagem de umidade ótima apresentou maior atrito e ao mesmo tempo maior tensão na parede frontal. Por outro lado, no caso dos ensaios inundados, a água pode-se considerar um lubrificante natural na redução do atrito e é por isso que a tensão se reduz. Com respeito ao solo seco os vazios existentes na interface podem diminuir a aderência solo-reforço, pelo qual na hora da retirada, a tensão exercida pela interface sobre a parede é mínima, ao mesmo tempo que a resistência ao arrancamento. Em conclusão a tensão na parede frontal não aumentou muito, pelo qual a tensão confinante não faz muita diferença.

De acordo com Portelina (2012), o efeito da inundação e os teores de umidades avaliados provocam uma considerável diminuição na resistência de arrancamento. Ele observou que o efeito do teor de umidade é mais significativo em ensaios com maiores tensões confinantes, tal comportamento foi atribuído à perda das tensões capilares no contato e a sucção do solo e, principalmente, ao desenvolvimento de pressões da água positivas no momento do arrancamento. Nas Figuras 4.13, 4.14 e 4.15, pode-se observar o comportamento da interface com respeito à sucção desenvolvida nas proximidades do geotêxtil tecido. Isso ocorreu para todas as interfaces avaliadas nas figuras. O fato do comportamento de interface da areia com o geotêxtil tecido ser puramente atritiva, resultou em uma variação pouco significativa da sucção nos diferentes ensaios realizados. Nas Figuras 4.13a e 4.13c, os ensaios não mostraram repetibilidade na sucção para tensões confinantes de 15 kPa e 120 kPa, mas, a variação foi mínima. De modo geral na Figura 4.13, a sucção inicial registrada antes do arrancamento foi bastante semelhante, com valores em torno de 1,5 kPa e 2,5 kPa para ensaios com umidade ótima.

Em todos os ensaios os valores de sucção se mostraram reduzir ao longo do processo de arrancamento. Pode-se observar também na Figura 4.14 que os maiores valores de sucção registrados foram os executados com areia seca ao ar, ao início do ensaio apresentam valores de sucção superiores a 3,5 kPa diminuindo ao longo do ensaios até chegar a 2 kPa de sucção.

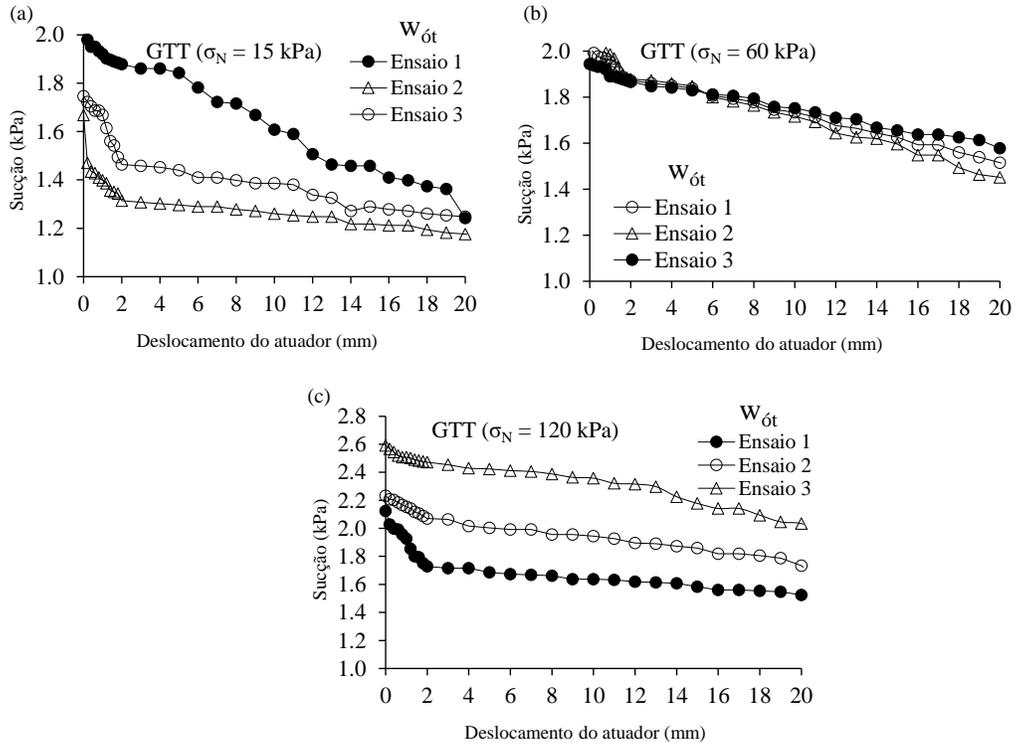


Figura 4.13. Resultados sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

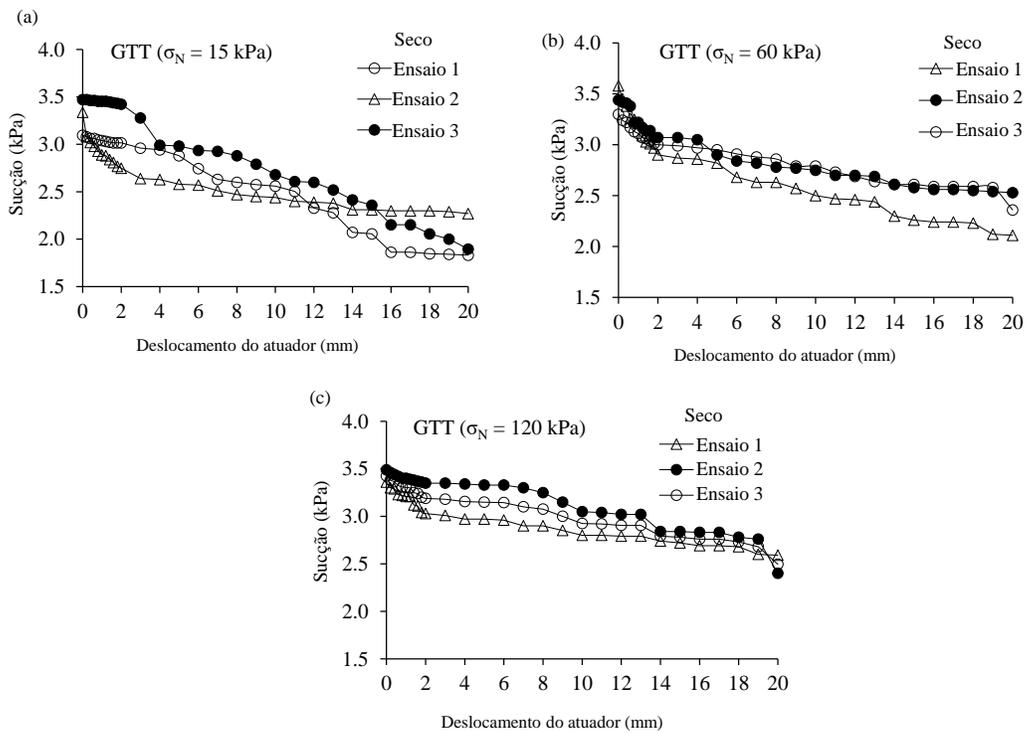


Figura 4.14. Resultados da sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

. Na Figura 4.15 se apresentam os resultados obtidos nos ensaios com areia inundada, na Figura 4.15a pode-se observar um pequeno incremento da sucção no início do ensaio, mas com o passar do tempo a sucção volta a reduzir, é por isso que se considera o efeito da sucção em todos os ensaios variando unicamente o valor das pressões dentro da caixa de ensaios. Todos os resultados mostrados na Figura 4.15 mostram os valores de sucção menores a 1 kPa, em comparação com os outros teores de umidade, estes foram os que menor valor registraram.

De forma geral pode-se observar que em todos os ensaios realizados, a sucção não mostrou repetibilidade no comportamento das curvas, mas a porcentagem de variação nos valores registrados foi mínima. Também é importante observar que as diferentes tensões confinantes utilizadas nos ensaios, não ocasionaram muita variação nos valores registrados de sucção, estes ficaram bem semelhantes com cada um dos teores de umidade utilizados.

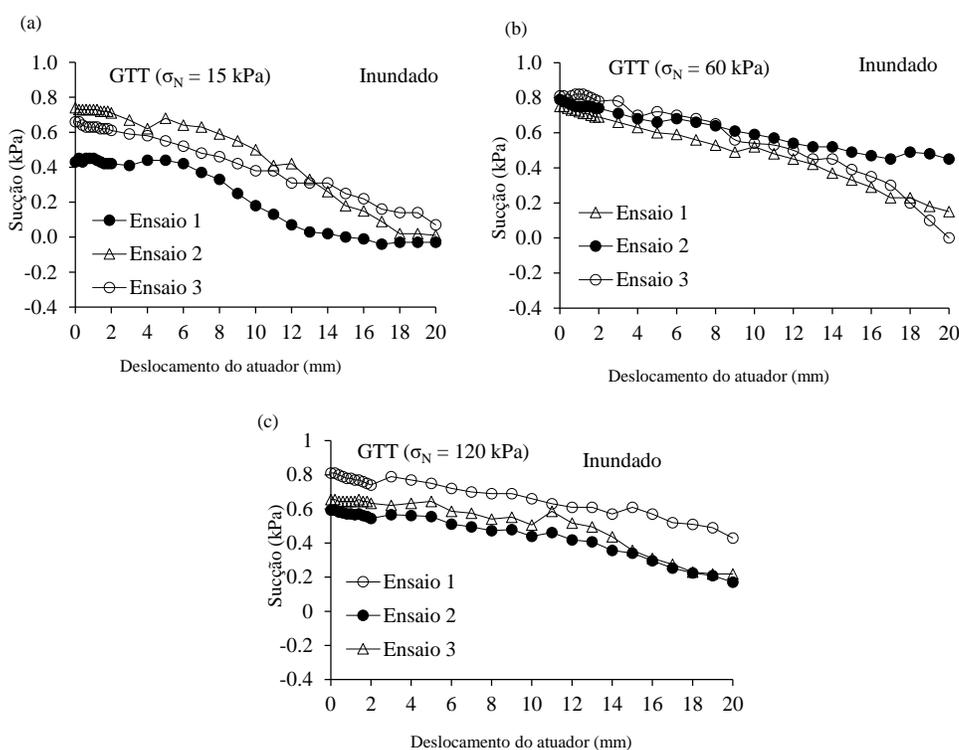


Figura 4.15. Resultados da sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Nas Figuras 4.16a, 4.16b e 4.16c se mostram os resultados dos deslocamentos internos para ensaios com umidade ótima, que foram separados mediante as cargas

confinantes que foram aplicadas, para conseguir entender melhor o comportamento da interface solo-reforço. Pode-se observar que as tensões confinantes maiores implicam em forças de arrancamento maiores para a realização dos deslocamentos e também que quanto maior é a tensão confinante, menor é o deslocamento do reforço. Ainda, maiores deslocamentos ocorreram em pontos de medidas que se aproxima da face. Isso é um comportamento padrão de ensaios de arrancamento de geossintéticos, mostrando que os resultados estão coerentes com o esperado.

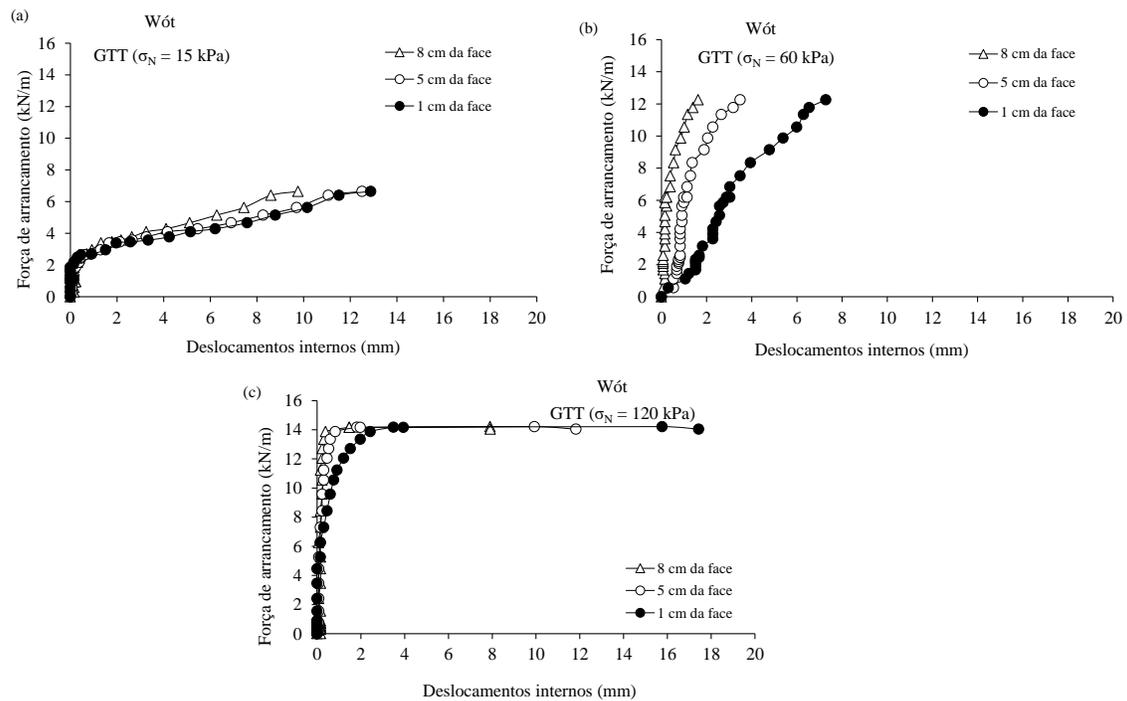


Figura 4.16. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia em umidade ótima (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

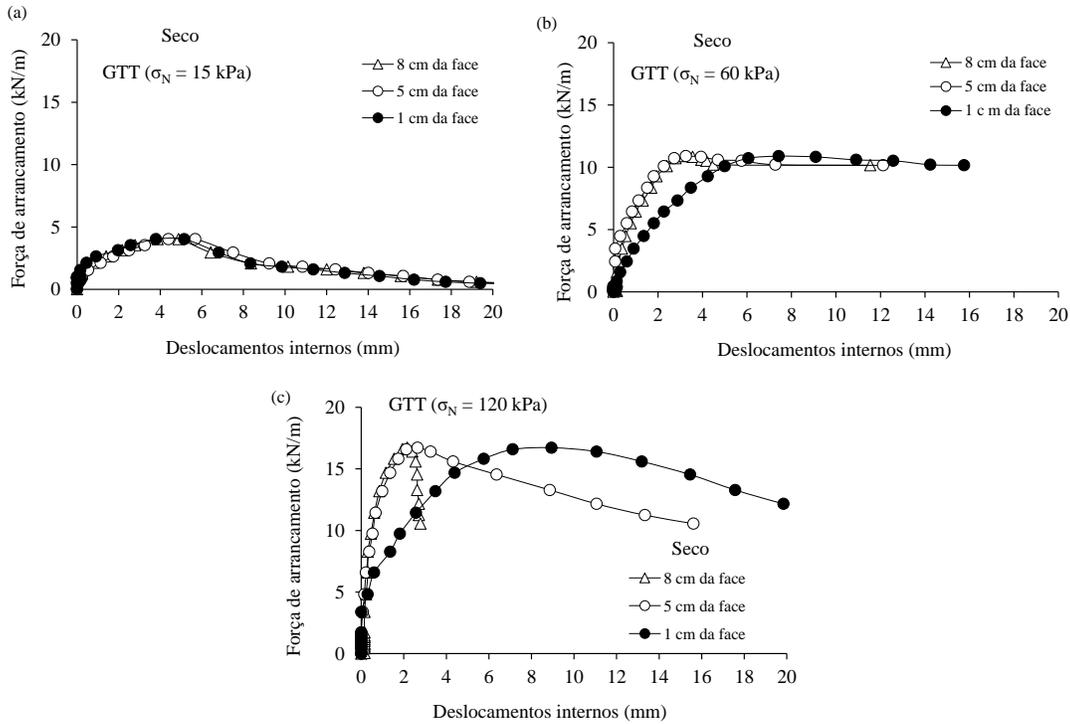


Figura 4.17. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia seca no ar (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

No caso dos ensaios realizados com areia seca, os deslocamentos registrados com carga de tensão de 120 kPa, mostram pequenos deslocamentos no ponto a 8 cm da face, mas os pontos mais pertos da face mostram maiores deslocamentos, como se mostra na Figura 4.17a. Os deslocamentos registrados com tensões confinantes de 60 kPa e 15 kPa apresentam similitude entre eles, ou seja que a distância entre o ponto e a face frontal, pouco afeta a força de arrancamento necessária. Por outro lado as tensões utilizadas sim apresentam relevância na hora de determinar a força de arrancamento necessária para provocar os deslocamentos internos. Assim como se mostra nas Figuras 4.17b e 4.17c.

Nas Figuras 4.18a, 4.18b e 4.18c se observam os picos de deformação na areia inundada, os quais mostram que o ponto fixado a 8 cm da face é o que precisa de maior força de arrancamento para registrar deslocamento. No caso dos ensaios realizados com tensões confinantes de 120 kPa e 60 kPa, estes apresentam menor deslocamento em comparação aos ensaios realizados com tensão de 15 kPa, os quais apresentam curvas similares nos três pontos diferentes. Os ensaios realizados com areia em umidade ótima

precisaram de menor força de arrancamento em comparação aos realizados com areia inundada.

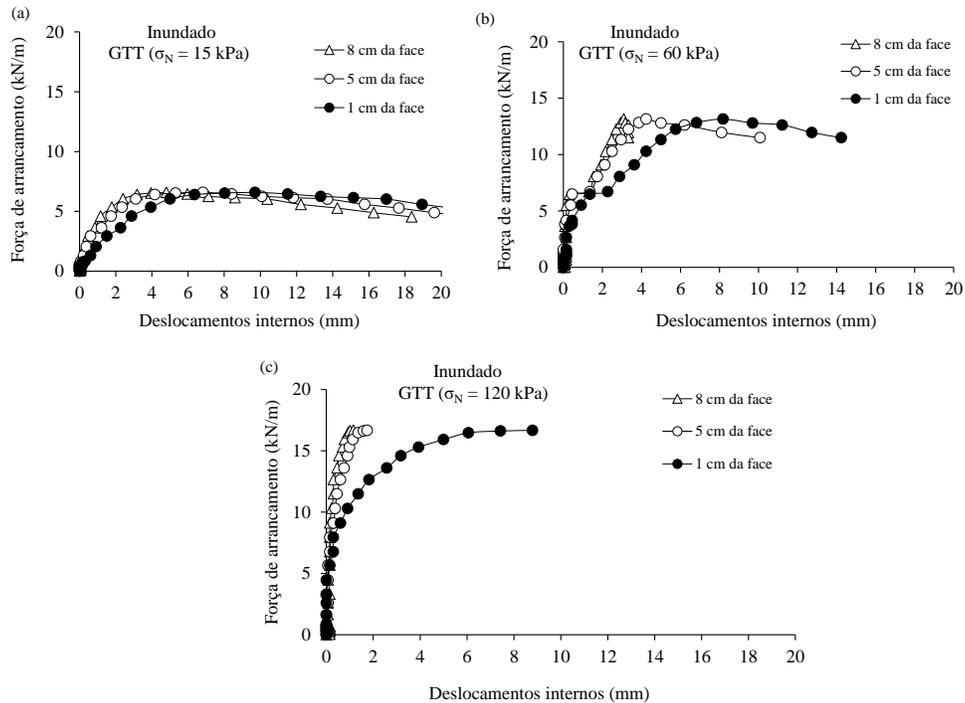


Figura 4.18. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia inundada (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Em geral pode-se concluir que o teor de umidade do solo pouco afeta os deslocamentos horizontais internos dentro dos ensaios de arrancamento. A parte mais importante na hora de analisar os deslocamentos internos é a localização dos pontos e a tensão confinante aplicada, a qual determina que o ponto fixado a 1 cm da face é o que maior deslocamento registra.

4.2 Comparações do comportamento de interface areia-geotêxtil e areia-geogrelha

Nas Figuras 4.19, 4.20 e 4.21 são apresentados os resultados de ensaios de arrancamento da geogrelha extrudada biaxial, executados com areia com diferentes condições de umidade (umidade ótima, inundada e seca). Esses resultados são plotados comparativamente aos resultados de interface com o geotêxtil tecido. Pode-se observar as

forças de arrancamento *versus* os deslocamentos horizontais do atuador, sendo estes resultados apresentados em função das tensões confinantes aplicadas (15 kPa, 60 kPa e 120 kPa). Em comparação com os resultados de força de arrancamento do geotêxtil tecido, as tensões de arrancamento da geogrelha extrudada foram similares. Ainda, nota-se que o teor de umidade da areia afeta significativamente a resistência ao arrancamento da geogrelha. Observa-se que as maiores resistências ao arrancamento da geogrelha ocorreram no teor ótimo de umidade e inundado, mostrando que a presença de água nos poros faz a diferença, provavelmente devido a tensão capilar imposta. Curiosamente, na condição seca da areia, a geogrelha mostrou comportamento inferior ao geotêxtil tecido. Isso se deve ao fato do atrito mobilizado na área de contato com o geotêxtil, bem como a reduzida área de resistência passiva para a geogrelha extrudada estudada.

Pode-se observar também nas figuras comparativas de resistência ao arrancamento, de que, além do que o geotêxtil apresenta melhores propriedades aderentes devido as tensões capilares proporcionadas por solos com presença de água, a interação entre solo-geogrelha (devido às aberturas da malha) é ainda maior do que as proporcionadas pelo geotêxtil, ou seja, que quanto maior é a distância de abertura do geossintético, maior a resistência ao arrancamento obtida pela interface.

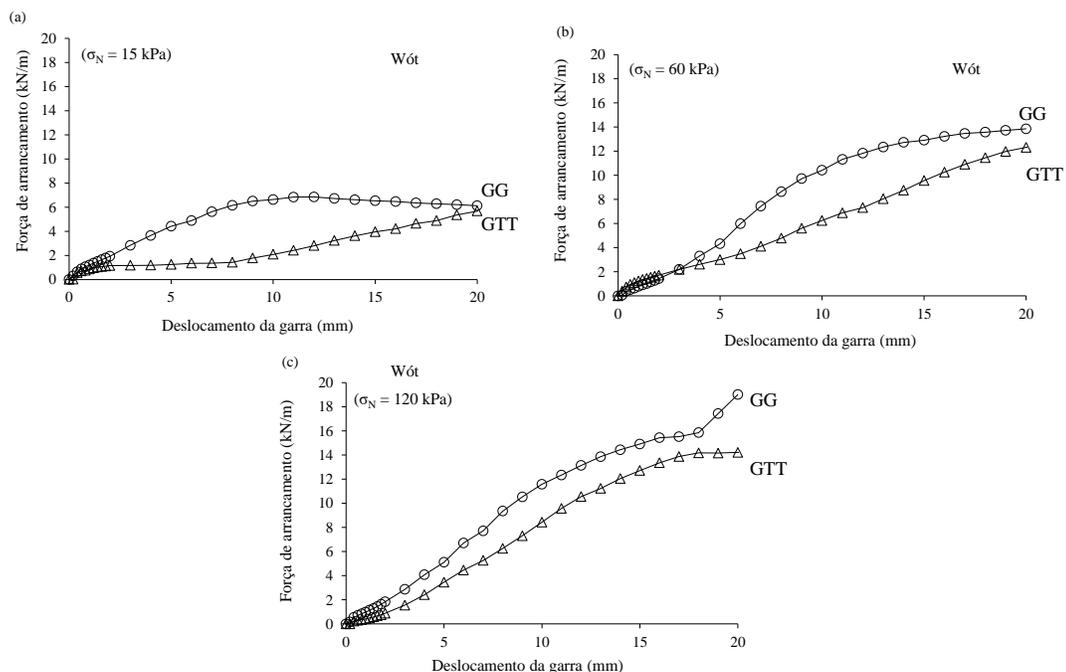


Figura 4.19. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em umidade ótima e

geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

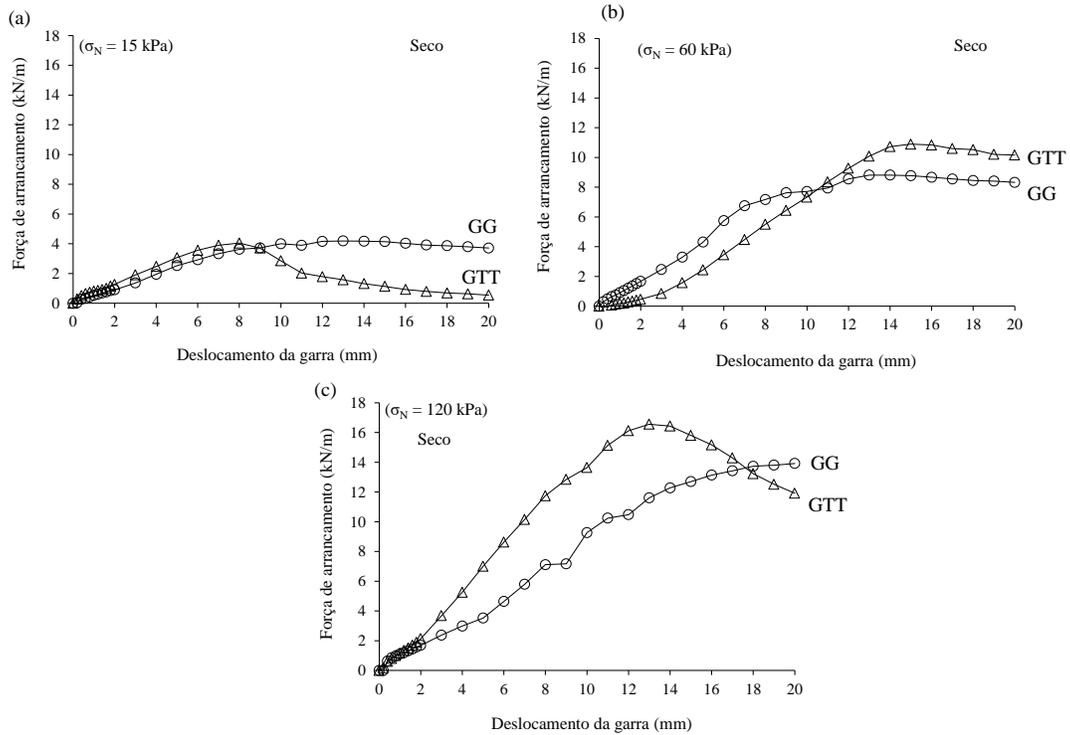


Figura 4.20. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em solo seco ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

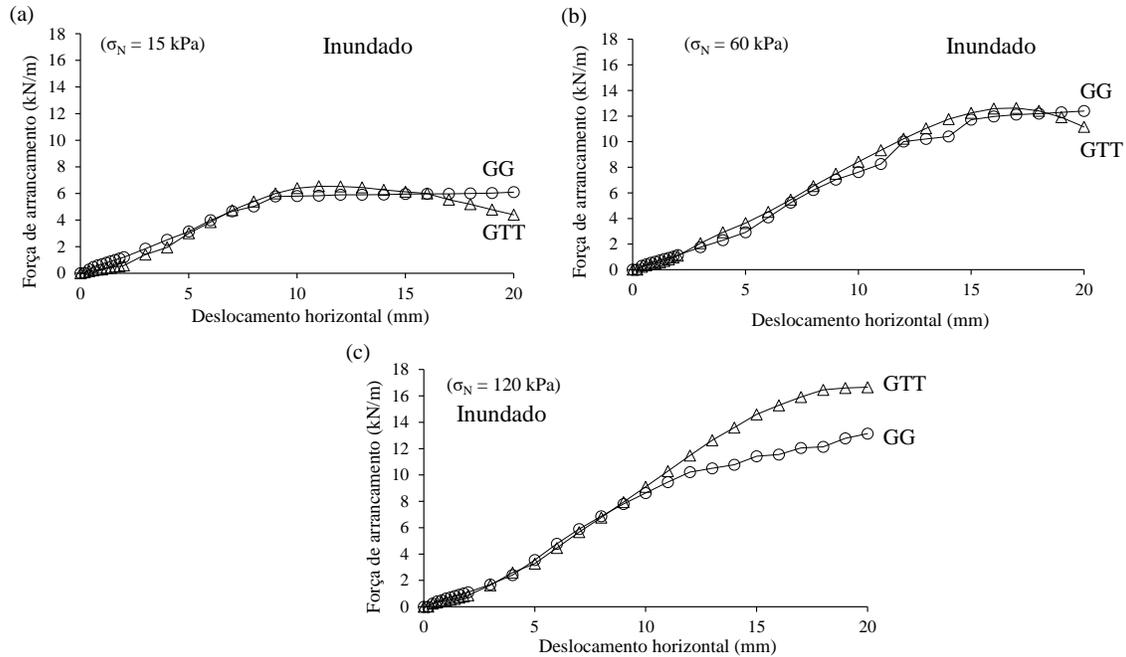


Figura 4.21. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada e inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Observa-se nestes ensaios de arrancamento, que um dos fatores principais que afeta o comportamento da interface são as propriedades mecânicas do solo e o outro fator é a rigidez do reforço usado (geogrelha extrudada). É muito importante que o geossintético apresente rigidez considerável, como neste caso da geogrelha, porque se existe uma falta de resistência atritiva e/ou adesiva na interface, as tensões podem não ser mobilizadas, então a mobilização das tensões no reforço, depende principalmente da interação solo-reforço e da compatibilidade de deformações e rigidez de ambos materiais. Podemos deduzir que a geometria da geogrelha extrudada biaxial conciliada com seu grau de rigidez, contribui para obter uma resistência da interface maior do que o geotêxtil. A presença de interface solo-solo entre a abertura (maior neste caso) contribui para a resistência atritiva desta região, além de fornecer uma melhor ancoragem para o geossintético.

As Figuras 4.22 a 4.24 mostram os resultados de deslocamento vertical medidos durante os ensaios de arrancamento da interface areia geogrelha comparada a interface areia-geotêxtil. De modo geral, a geogrelha apresentou efeito de dilatância de interface muito mais significativo que o geotêxtil tecido. Ainda, esse efeito de dilatância ocorreu somente nas condições úmidas de interface, ou seja, na umidade ótima e na condição inundada.

Destaca-se que essa dilatância foi significativamente maior para a condição de umidade ótima. Essa condição impõe uma tensão capilar melhor desenvolvida por contar com a presença de ar também nos poros. É importante notar que, diferente do ocorrido no geotêxtil, houve a dilatância da interface na tensão de 60 kPa. Isso mostra que, para a mesma condição de densidade da areia, o geossintético altera o índice de vazios críticos da areia. Novamente, observa-se que na condição seca houve a compressão da interface, corroborando a influência da tensão capilar.

Na Figura 4.22 pode-se observar que existe um comportamento de dilatância (curvas positivas) para menores tensões de confinamento nos dois tipos de geossintéticos. Esse comportamento provoca um aumento de volume do solo e restringe ao mesmo tempo o incremento da tensão normal. A comparação entre os dois tipos de geossintéticos faz diferença nas Figuras 4.22a e 4.22b, as quais mostram que o efeito de dilatância não foi restringido pela geogrelha, mas sim pelo geotêxtil tecido, isso devido à interação entre o solo e o reforço graças às aberturas do reforço. Os resultados da Figura 4.23 mostram muita similitude, pode-se observar os picos de compressão da interface, tomando em conta que nessas interfaces o solo se encontrava em estado seco, pelo qual a variação volumétrica ficou reduzida devido ao arranjo das partículas de solo.

Finalmente em relação aos deslocamentos verticais registrados, na Figura 4.24 pode-se observar que com a utilização das diferentes tensões confinantes a interface apresenta maior variação volumétrica com o reforço extrudado, a interface mostra primeiramente efeito de compressão, mas ao final de todos os ensaios se registra efeito de dilatância. É importante notar a oscilação entre dilatância e compressão nas Figuras 4.24b e 4.24c. Isso se deve ao fato do arrancamento progressivo dos membros transversais durante o ensaio.

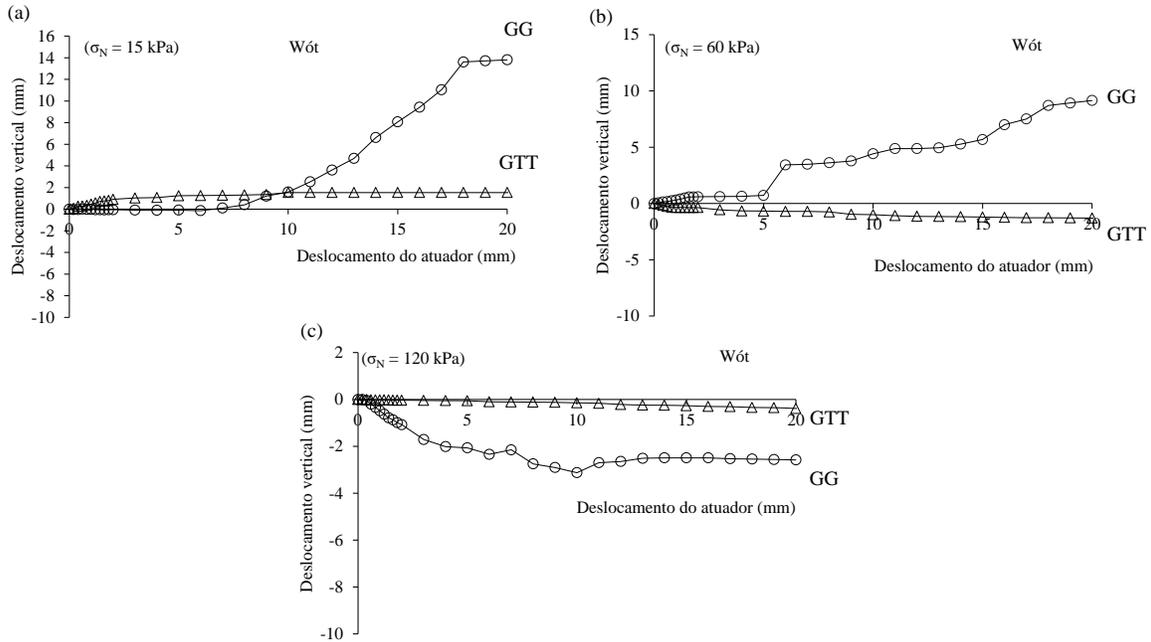


Figura 4.22. Resultados de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

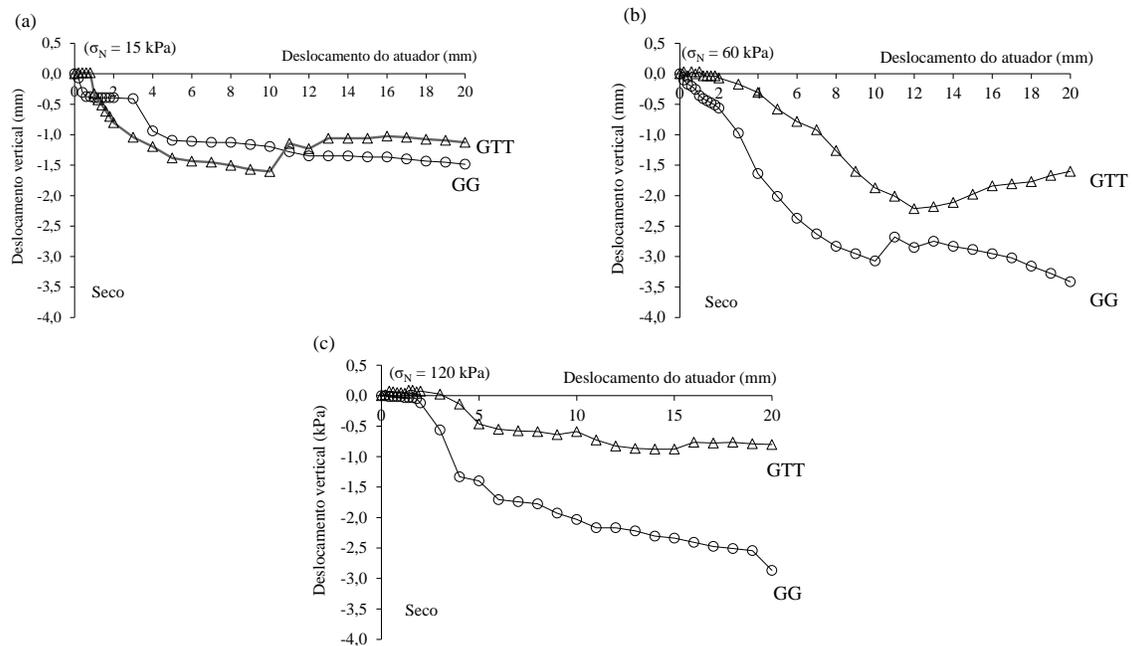


Figura 4.23. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

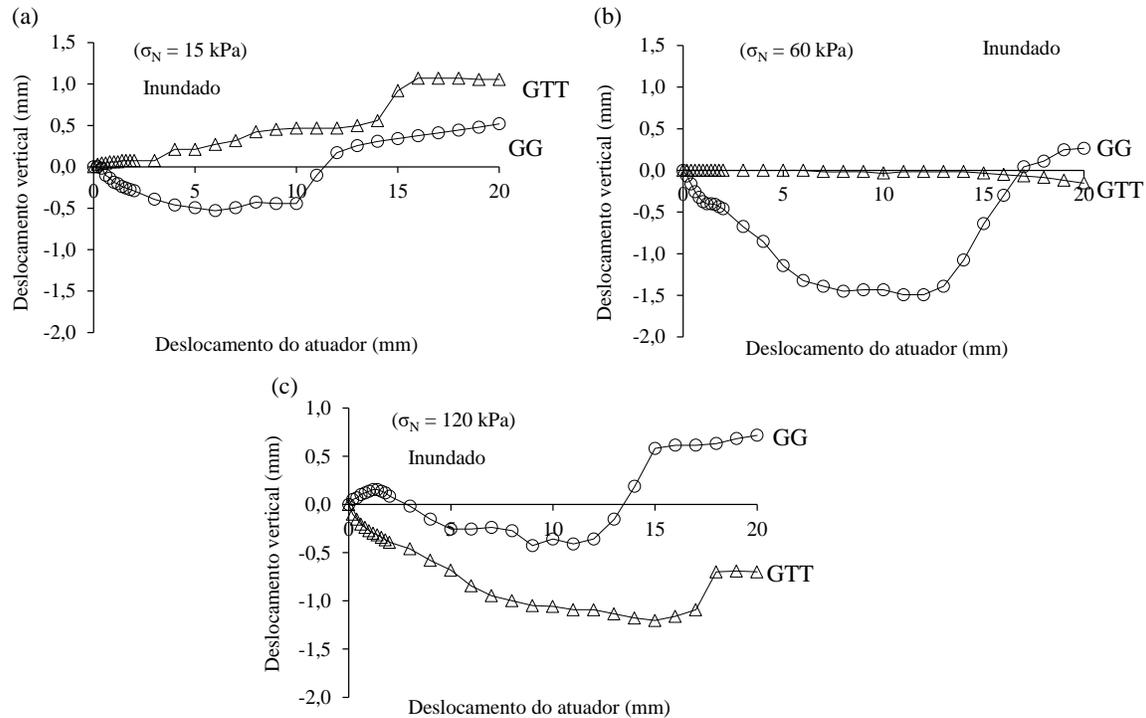


Figura 4.24. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada e inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Nas figuras seguintes da 4.25 a 4.27 são mostrados os resultados de sucção *versus* deslocamento horizontal do atuador durante o arrancamento da geogrelha na areia em diferentes condições de umidade. É importante lembrar que a sucção vem sendo o resultado das forças capilares e forças de adsorção (adesão), que surgem em virtude da interação entre a água e as partículas sólidas do solo. Na Figura 4.25 pode-se observar que, assim como nas interfaces com os geotêxteis, a tensão de confinamento pouco alterou o comportamento de sucção. Ainda, a sucção da areia com interface com a geogrelha reduz com o deslocamento e se comportam de forma semelhante a interface com geotêxtil na condição de umidade ótima do solo.

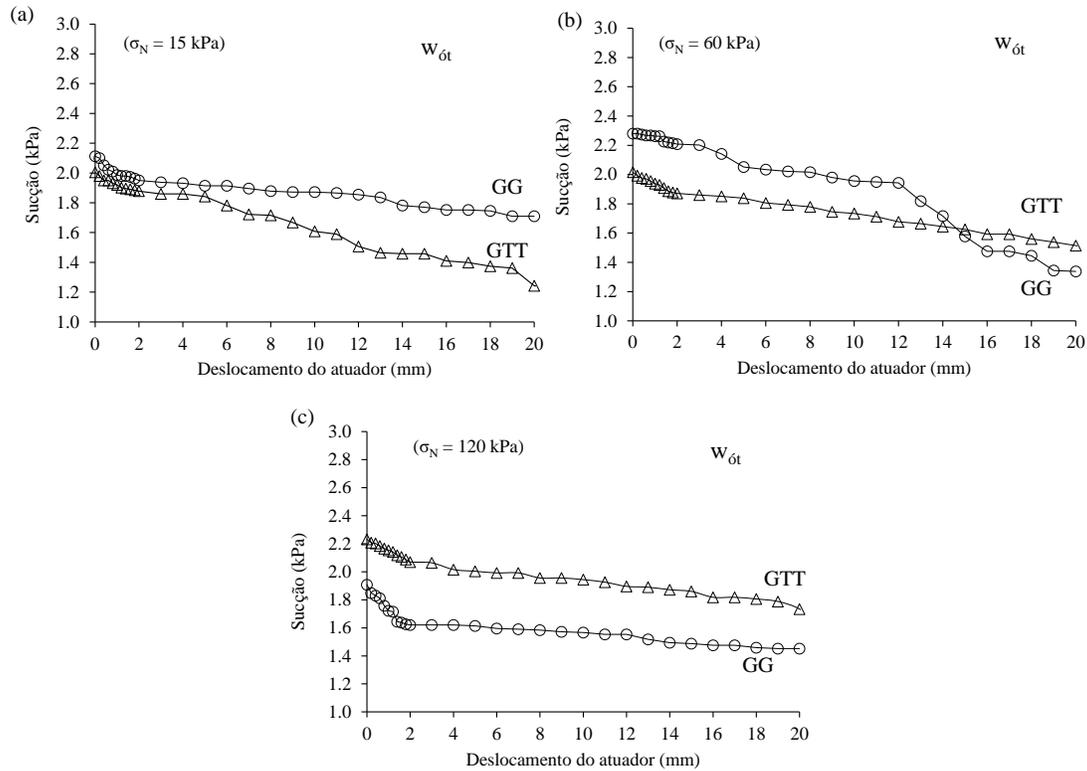


Figura 4.25. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Pode-se observar também na Figura 4.25 que existe uma variação nos dados registrados para sucção, na Figura 4.25a se apresenta a maior sucção registrada para geogrelha, para o GTT sucção de 2 kPa a qual diminui até 1 kPa, depois na Figura 4.25b as duas pressões se encontram no rango entre 2 e 2,5 kPa e na última Figura 4.25c, os resultados mudam completamente, o geotêxtil passa a registrar os maiores dados de sucção, e a geogrelha os menores.

Por outro lado nos ensaios desenvolvido com areia seca ao ar, mostrados na Figura 4.26, os gráficos mostraram efeito de aumento (positivo) na sucção utilizando geogrelha extrudada. De acordo com Vieira (2013) quando a água livre flui para dentro de um solo granular, ela poderá ser retida ou adsorvida por ele e para desprender esta água adsorvida, deve ser aplicada uma energia externa, indo de encontro às forças de retenção do solo. Esta energia aplicada, por unidade de volume de água para desprendê-la, é a sucção. Por isso quanto mais secos os solos, maior será a sucção. Curiosamente, a sucção aumentou para os casos em que a compressão ocorreu.

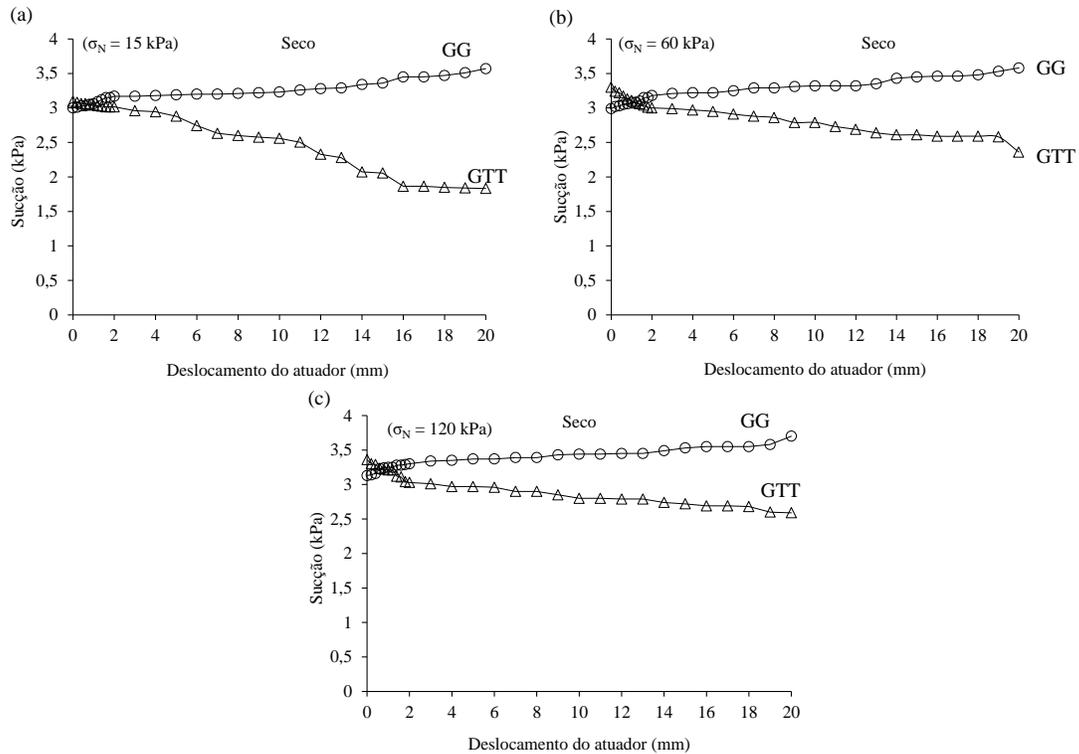


Figura 4.26. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Neste caso específico o solo utilizado se encontra em estado seco, a sucção dos ensaios com geogrelha pouco se alterou com o deslocamento, isso devido a baixa umidade do solo. Embora apresente aumento, esse é não significativo. Em comparação ao geotêxtil tecido, essa diferença de comportamento é devido a reduzida área de atrito e consequentemente devido à falta de capilaridade pela não existência de água no ensaio.

No caso dos ensaios executados com a areia inundada, mostrados na Figura 4.27, as tensões aplicadas no ensaio parecem também não alterar os valores de sucção durante o arrancamento. Assim como no caso da condição ótima de umidade da areia, nota-se que a sucção reduz ao longo do arrancamento. Essa redução é semelhante ao encontrado nos ensaios com geotêxtil. Nota-se também que os valores de sucção registrados nos ensaios com areia inundada mostram valores bem reduzidos, menores a 1 kPa para ambos tipos de reforços utilizados.

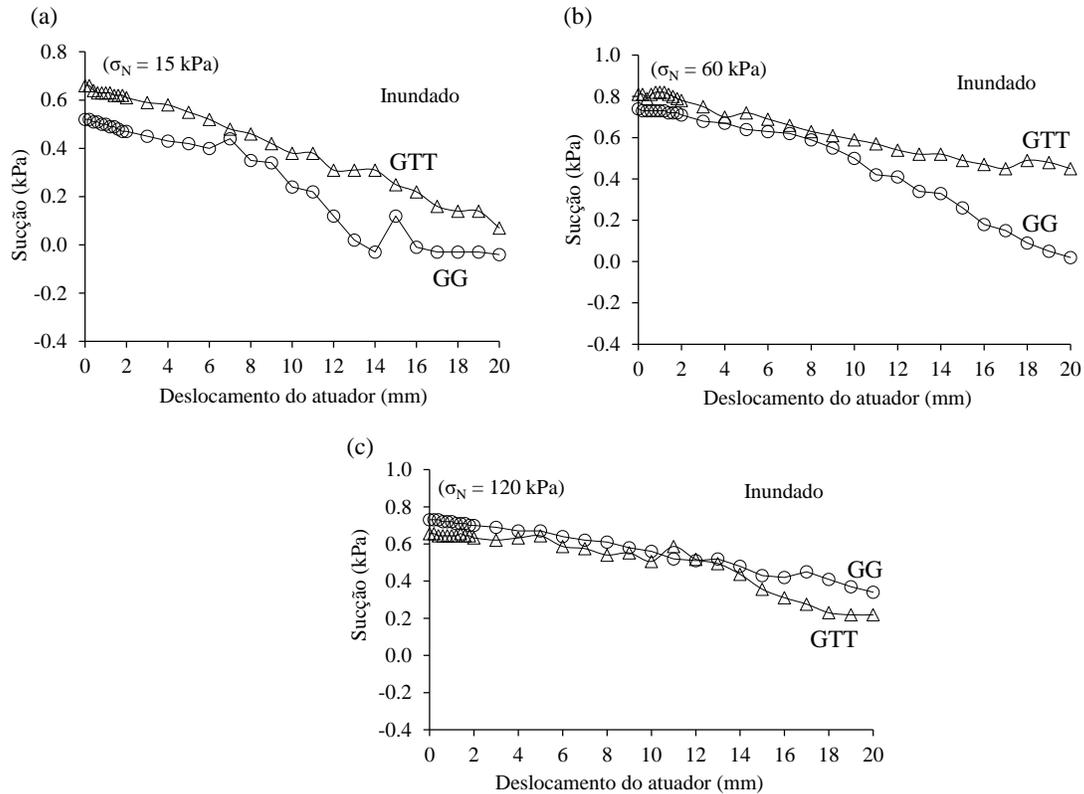


Figura 4.27. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

O efeito de capilaridade é desenvolvido de melhor maneira nos reforços contínuos como é o caso dos geotêxteis, devido ao comprimento de ancoragem desse tipo de reforço, mas ao mesmo tempo devido a que este tipo de reforço utilizado apresenta características impermeáveis o efeito de tensão capilar não desenvolve muitos efeitos nele.

Nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 são mostrados os resultados das tensões registradas embaixo do reforço *versus* o deslocamento do atuador para as interfaces com geogrelha. Na Figura 4.28 pode-se observar que as tensões registradas com o geotêxtil foram levemente maiores em comparação às registradas com geogrelha extrudada e que as tensões embaixo do reforço foram aumentando de acordo ao aumento da tensão confinante aplicada, o que está dentro do esperado. Além do aumento da magnitude das tensões, ocorre também a rotação das tensões principais do solo à frente dos membros transversais devido à mobilização de sua resistência passiva. Nota-se ainda que as tensões desenvolvidas foram bem semelhantes entre as condições de umidade da areia.

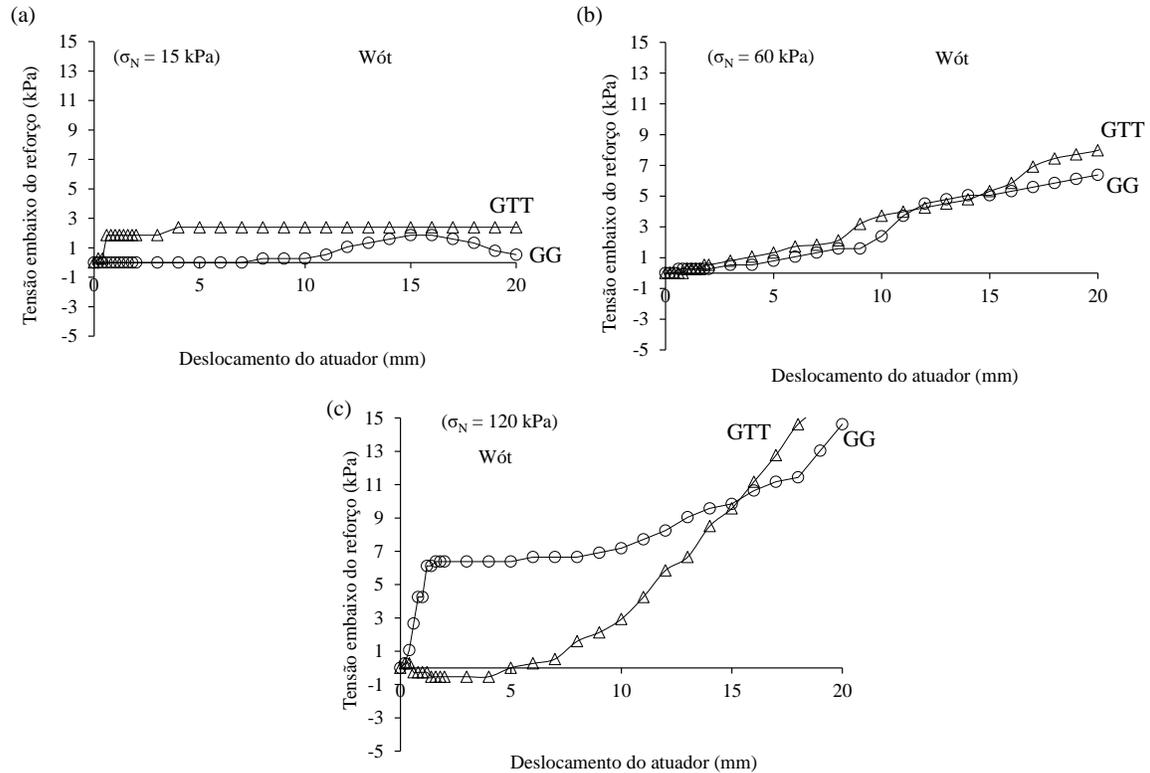


Figura 4.28. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

No caso das tensões registradas embaixo do reforço utilizando solo seco, estes foram iguais aos resultados com umidade ótima, também mostram as maiores tensões para o geotêxtil em comparação com a geogrelha. Pode-se também observar nas Figuras 4.29a e 4.29b que o aumento das tensões ficou constante ao longo dos ensaios, sua variação não foi significativa. Nota-se ainda a diferença do ensaio desenvolvido com tensão confinante de 60 kPa para geogrelha e 120 kPa para geotextil, nos quais observa-se discrepância no pico negativo ao começo dos ensaios. Na situação de areia seca ao ar, em que a compressão ocorreu para todos os níveis de tensão de confinamento, as tensões verticais desenvolvidas foram as menores observadas, mostrando o efeito da dilatância para os casos com presença de água.

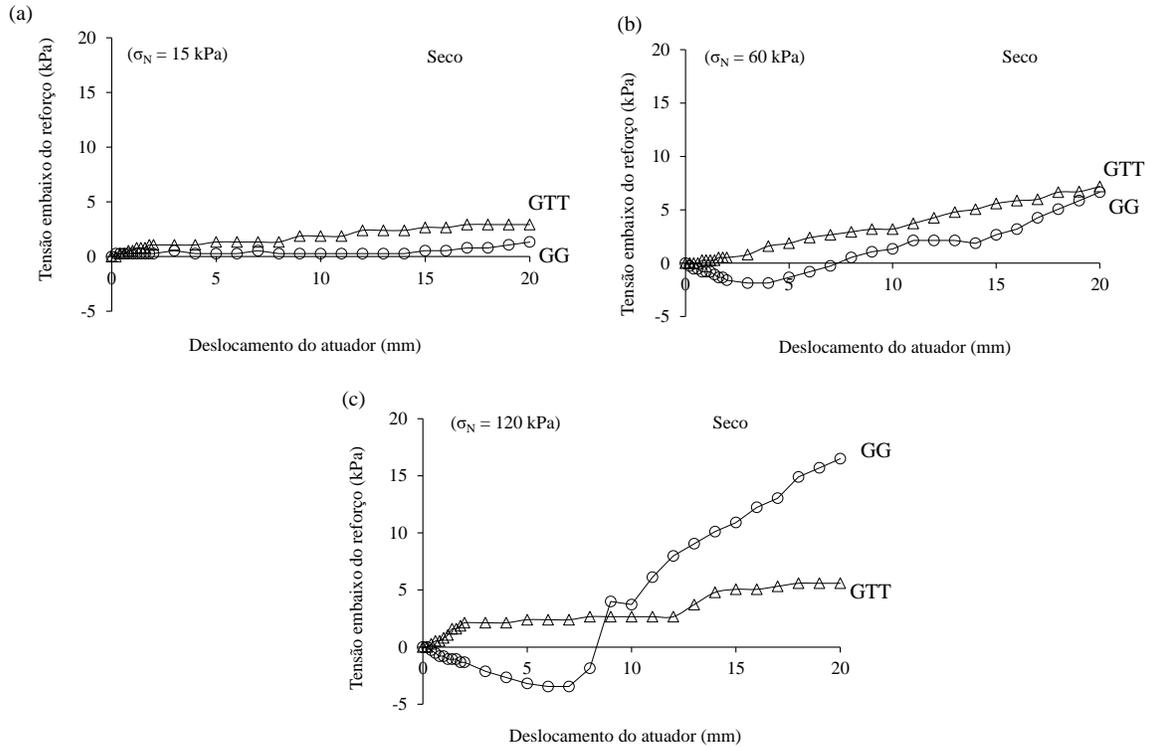


Figura 4.29. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

A última parte dos resultados obtidos para tensões embaixo do reforço foram desenvolvidos com a utilização de solo em estado inundado. A Figura 4.30 mostra as curvas de tensão *versus* deslocamento do atuador para os dois tipos de reforços utilizados. As maiores tensões foram registradas para geogrelha extrudada, tomando em conta que o desenvolvimento de tensões internas é muito maior em geogrelhas, e a mesma interação solo-reforço permite uma melhor transferência de cargas na estrutura de solo reforçado, em comparação aos geossintéticos planares. Nota-se neste caso, que a inundação promoveu maiores tensões verticais desenvolvidas o que é atribuído ao efeito da dilatância anterior identificada.

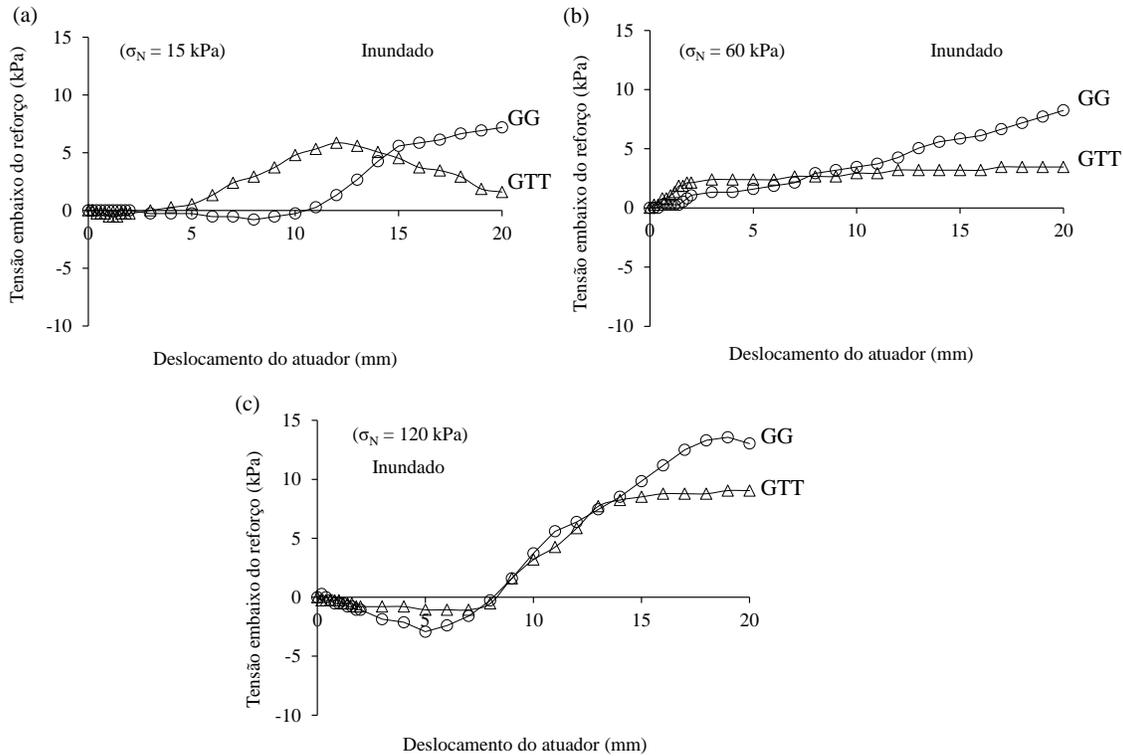


Figura 4.30. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Nas Figuras 4.31, 4.32 e 4.33 são apresentados os resultados comparativos em função dos geossintéticos utilizados e das tensões registradas na parede frontal da caixa de ensaios. Pode-se observar especificamente na Figura 4.31 que a maior tensão foi de 14 kPa para unidade ótima com reforço de geotêxtil tecido. E para os valores de tensões confinantes de 15 kPa e 60 kPa as tensões na parede ficaram com valores constantes para os dois reforços.

Na areia seca ao ar (Figura 4.32), as tensões registradas na parede, aumentaram proporcionalmente com a aplicação da tensão confinante. Pode-se observar também picos positivos e negativos registrados com geogrelha extrudada e tensão confinante de 120 kPa, essa variação de tensão pode ser relacionada ao aumento nos valores da sucção nessa interface determinada. Voltando aos resultados de sucção mostrados na Figura 4.26, a interação entre a massa de solo seco ao ar e geogrelha promovem a livre movimentação dos grãos de solo pelo qual permitisse essa variação desigual das tensões registradas na parede frontal.

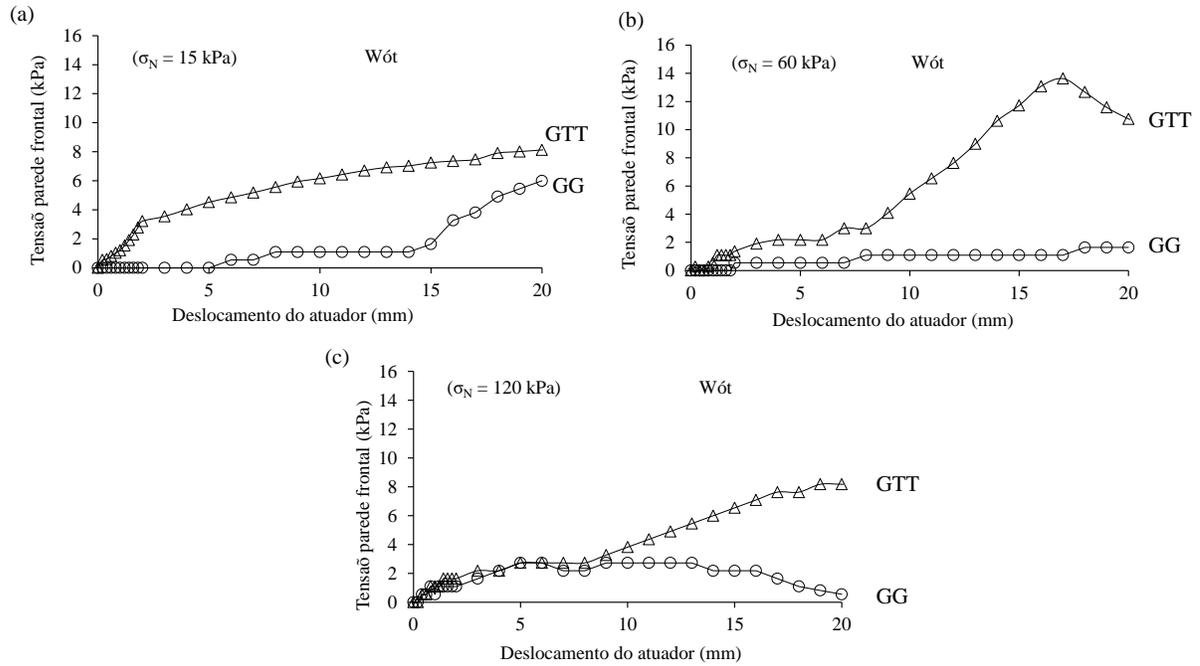


Figura 4.31. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

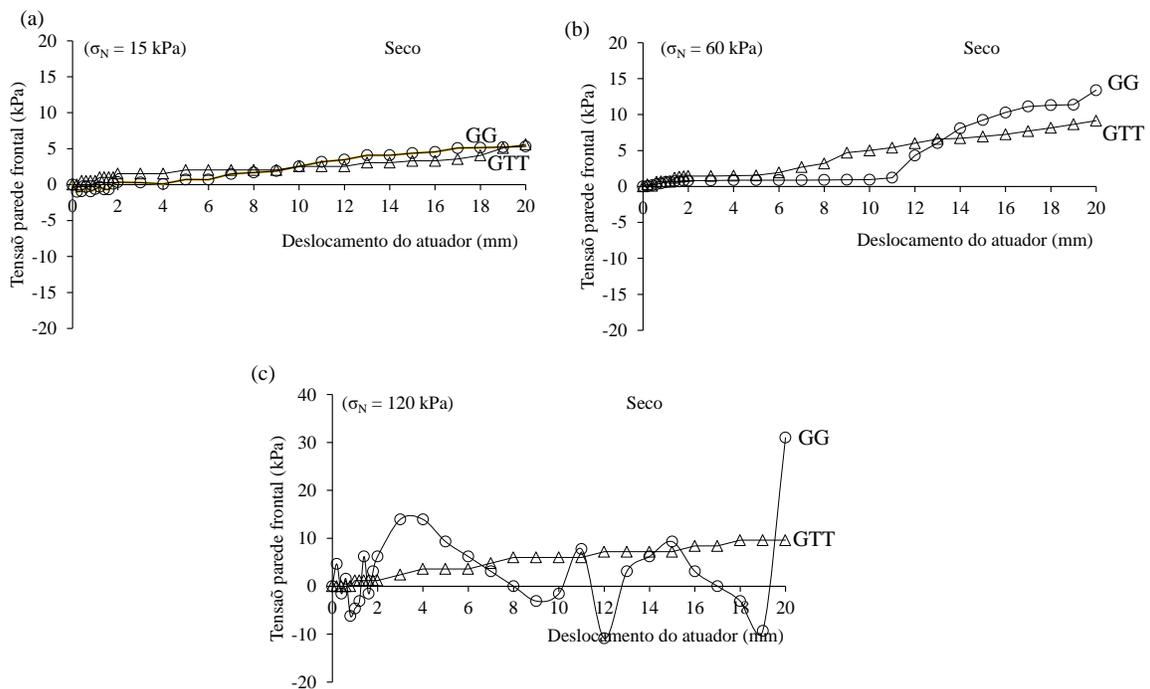


Figura 4.32. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

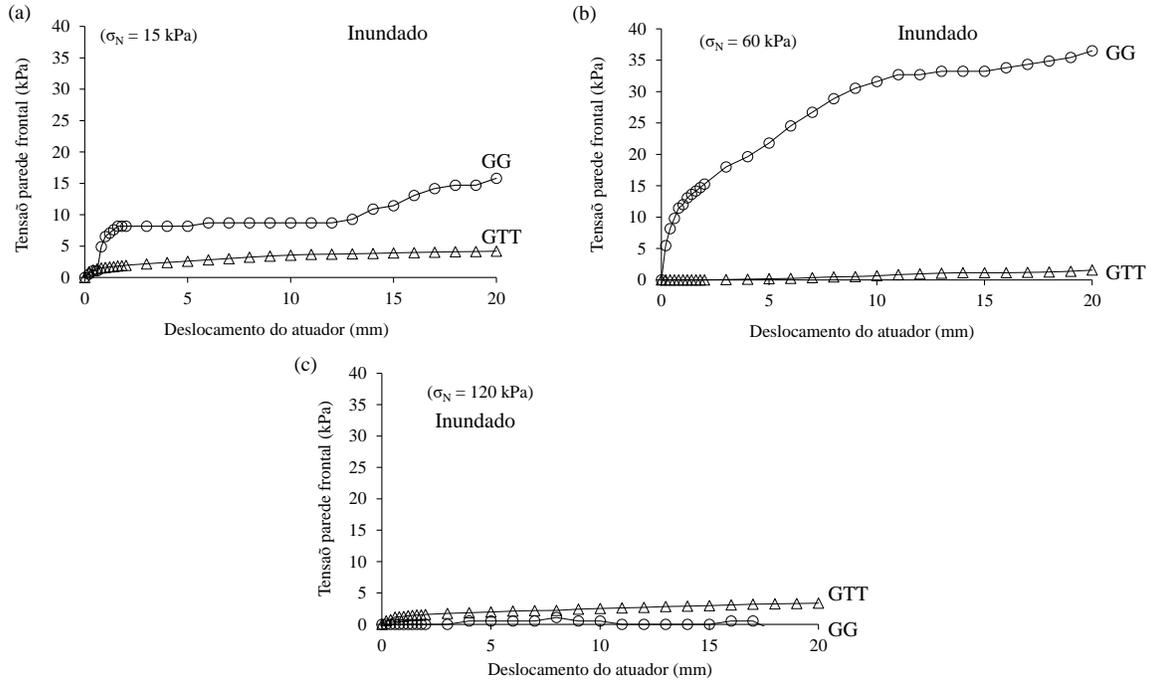


Figura 4.33. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.

Finalmente na Figura 4.33 são mostrados os resultados de comparação entre geogrelha e geotêxtil, utilizando uma areia inundada. Os dados mostram que as tensões na parede utilizando a geogrelha foram maiores em comparação ao geotêxtil, e também em comparação aos outros teores de umidade utilizados. Na Figura 4.33a observa-se uma tensão de 16 kPa para GG, na Figura 4.34b uma tensão na parede de 35 kPa para GG e na Figura 4.33c uma tensão de 3 kPa para GT também. Esse aumento no valor das tensões está diretamente relacionado às pressões de água mobilizadas na parede (Sucção negativa).

4.3 Avaliação da relação sucção, dilatância e resistência das interfaces com geotêxtil e geogrelha.

Na Figura 4.34 são mostradas as envoltórias de resistências comparativas entre as interfaces areia-geogrelha extrudada, areia-geotêxtil tecido e valores de resistência do próprio solo (calculadas mediante ensaios de cisalhamento direto). Na condição de umidade ótima do solo (Figura 4.34a), pode-se observar que o ângulo de atrito de interface (aparente) foi maior sempre para interfaces solo-geogrelha (32°), em comparação à resistência de um solo sem reforço (30°). No caso da interface com geotêxtil, o ângulo de atrito de interface foi menor (20°) em comparação com o ângulo de atrito interno do solo. Em termos de adesão de interface, a interação solo-reforço gerou valores de adesão superiores à coesão da areia (nula).

No caso da areia seca (Figura 4.34b), os ângulos de atrito de interface seguiram a mesma tendência de comportamento do solo úmido, porém o geotêxtil teve um aumento nesse parâmetro em relação a condição de umidade ótimo. Isso pode ser justificado pela lubrificação da interface, devido que o geotêxtil mobiliza a resistência de interface predominantemente por atrito. Em termos de adesão, as interfaces com geogrelha e geotêxtil apresentaram valores aproximados. Para a condição inundada, houve a redução generalizada do coeficiente de atrito, observando que o atrito de interface com a geogrelha foi menor que a do geotêxtil nessa condição de umidade da areia. É importante observar que há um aumento significativo na adesão para as condições úmidas o que pode ser atribuído ao efeito de tensão capilar no contato das partículas com o reforço. Com isso, a aderência ou tensão capilar provocada pela presença da água nas interfaces solo-reforço é de grande ajuda na hora de desenvolver as resistências máximas de arrancamento.

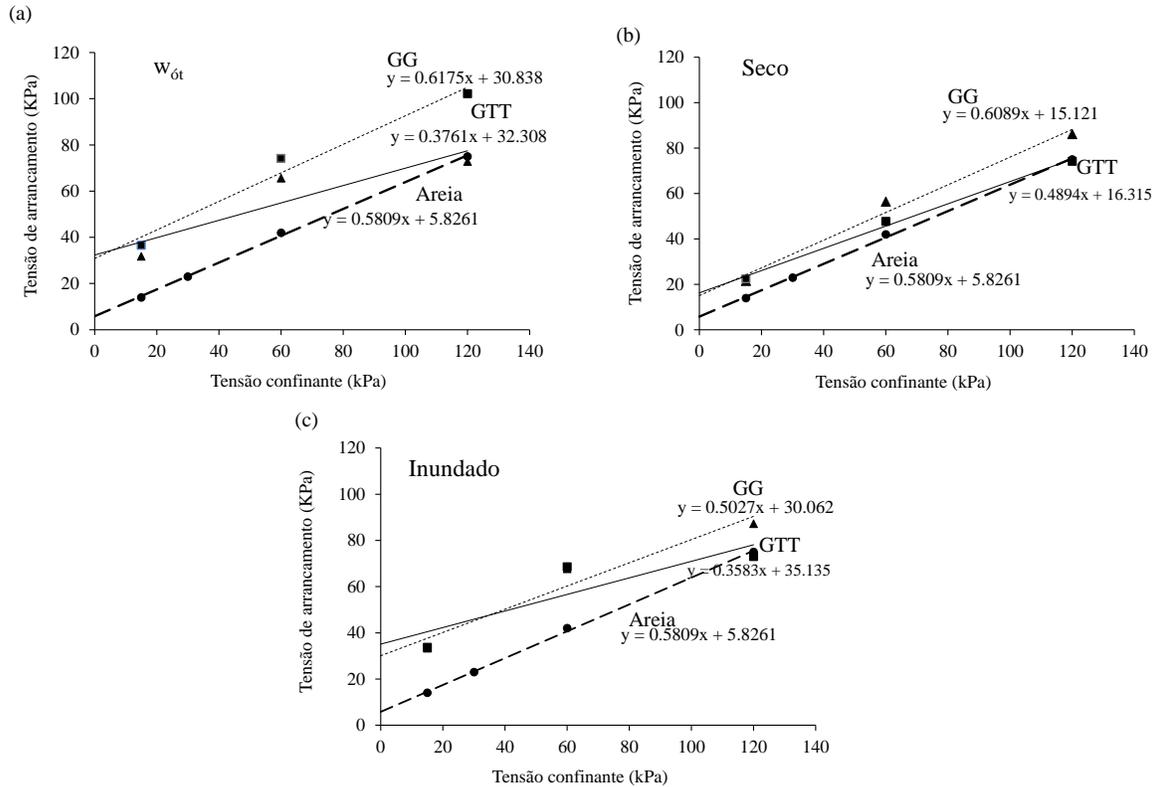


Figura 4.34. Envolvória de resistências comparativas. a) Areia em Umidade ótima, b) Areia seca ao ar, c) Areia inundado.

Na Figura 4.35 mostram-se as envoltórias de variação volumétrica comparativa para os diferentes reforços utilizados e para areia pura. Pode-se observar que a areia mostra um comportamento de dilatância mínimo nos ensaios de cisalhamento, em comparação com as interfaces reforçadas, estas mostraram muita variação volumétrica com a presença de água, pelo menos as interfaces com reforço de geotêxtil eles sempre apresentaram comportamento de compressão, em quanto as interfaces com reforço de geogrelha apresenta comportamento contrário (com umidade ótima efeito de dilatância GG e com solo seco efeito de compressão GG). Com isso, pode-se observar que as interfaces apresentaram comportamento de dilatância em muitos momentos em que o solo apresentou compressão. Ainda, como é reconhecido na mecânica dos solos tradicional, quanto maior a tensão confinante, maior é a tendência de compressão, embora a presença do reforço tenda a reduzir o efeito de compressão verificado na areia.

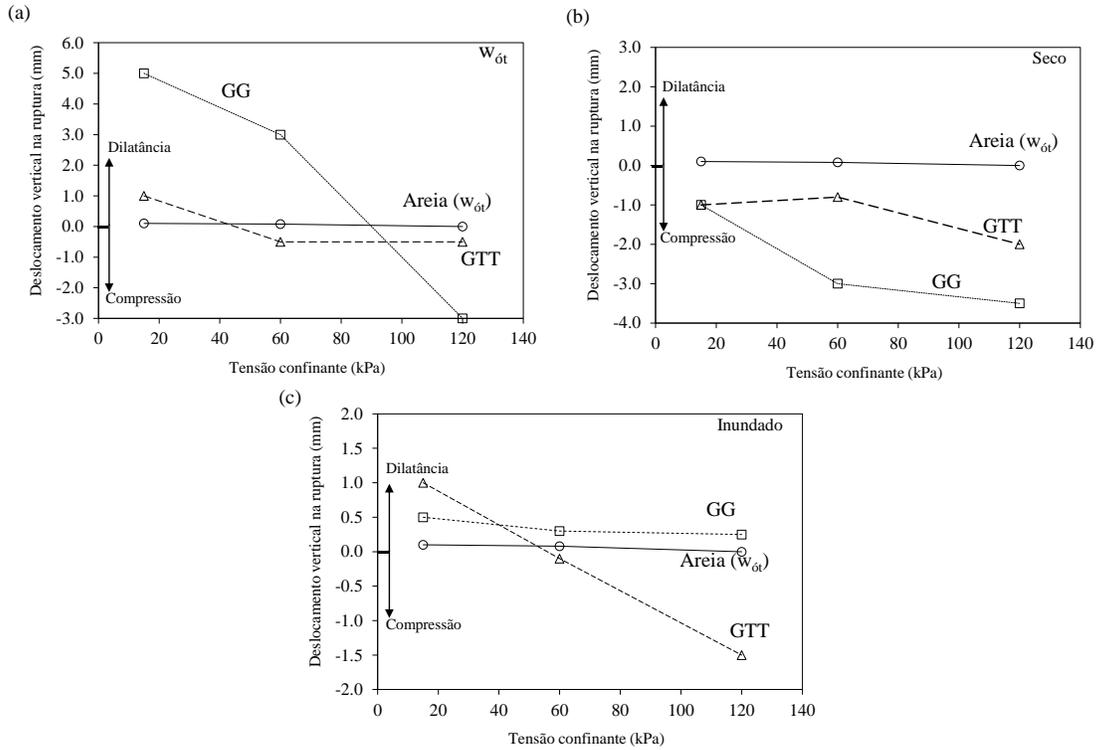


Figura 4.35. Envoltória de variação volumétrica comparativa. a) Areia em Umidade ótica, b) Areia seca ao ar, c) Areia inundado.

Nesta parte dos resultados, pode-se observar nas envoltórias comparativas da Figura 4.36 que o maior ângulo de variação volumétrica obtido foi com geogrelha em umidade ótica e em eixo positivo (dilatância). Pode-se concluir fazendo a comparação com a figura anterior (Figura 4.34a) que todos os fatores estão basicamente ligados entre si, a interface areia umidade ótica registrou os valores mais altos na resistência ao arrancamento, desenvolveu os valores mais altos de deslocamento vertical positivo (dilatância), além de que existiu redução nos seus dados de sucção. Ou seja, que além das poropressões desenvolvidas dentro do ensaio, estas não permitiram redução na resistência ao arrancamento máximo da interface.

No caso do geotêxtil, este apresentou efeito de dilatância com o menor valor de tensão confinante (15 kPa) e compressão com as tensões maiores (60 kPa e 120 kPa), o geotêxtil também mostrou um pequeno incremento da sucção com areia em solo seco, mas, ao longo de todos os ensaios os valores da sucção foram diminuindo.

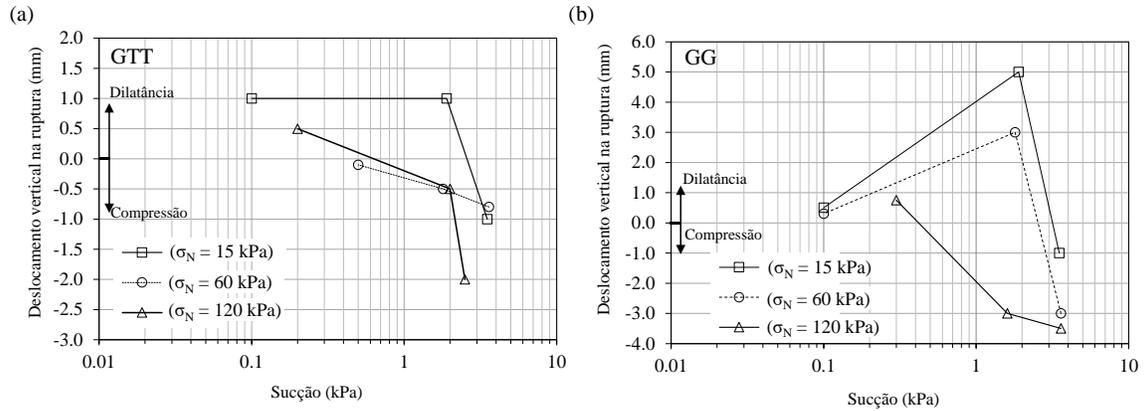


Figura 4.36. Envolvória de sucção máxima e variação volumétrica comparativa. a) Geotêxtil tecido, b) Geogrelha extrudada.

Na Figura 4.37 pode-se observar em geral, que nos ensaios de arrancamento a interface desenvolvida com umidade ótima e geogrelha extrudada apresentou melhor comportamento e maior resistência ao arrancamento em comparação com o geotêxtil tecido. Mostra-se também que os maiores valores de resistência ao arrancamento foram obtidos utilizando tensão confinante de 120 kPa. Pode-se observar também na Figura 4.37a, que um leve incremento nos registros da sucção pode levar a um decréscimo na resistência ao arrancamento em tensões menores (15 kPa).

Então pode-se deduzir que o aumento na resistência ao arrancamento está intimamente relacionada ao tipo de reforço utilizado e ao teor de umidade presente na interface, a qual permite aumento ou diminuição do efeito de sucção.

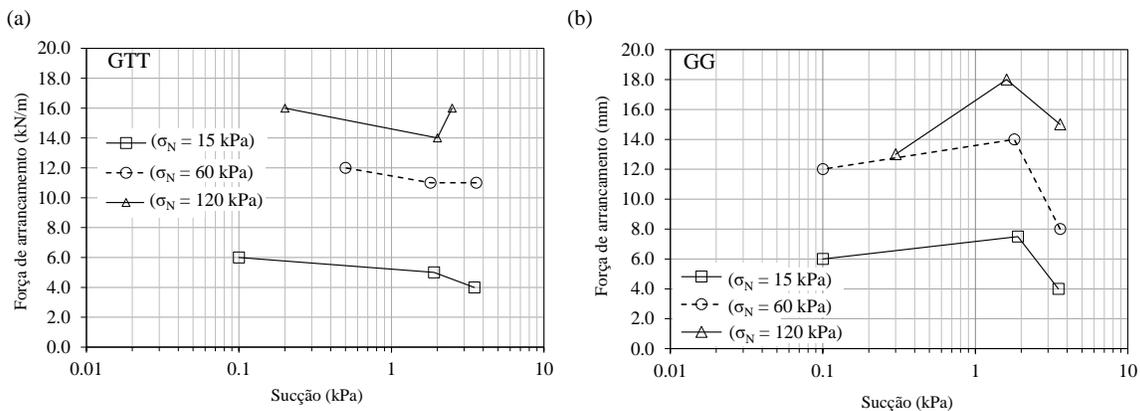


Figura 4.37. Envolvória de tensão máxima de arrancamento e sucção máxima comparativa: (a) Geotêxtil tecido, (b) Geogrelha extrudada.

Capítulo 5

CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos durante a realização desta pesquisa, pode-se concluir o seguinte:

É possível utilizar ensaios de arrancamento de pequenas dimensões para avaliar o arrancamento de geogrelhas implantadas em solos granulares de maneira comparativa e qualitativa. Estes ensaios também demonstraram ser mais fáceis e rápidos de serem executados, além de terem apresentado uma adequada repetibilidade nos resultados obtidos com geotêxtil tecido e areia em umidade ótima, seca e inundada. Podemos deduzir que um dos parâmetros que permite a obtenção desses maiores níveis de resistência deve-se à geometria da geogrelha extrudada biaxial conciliada com seu grau de rigidez.

Os ensaios de arrancamento registraram os maiores níveis de resistência ao arrancamento para interfaces areia umidade ótima e geogrelha com maior tensão confinante aplicada, em comparação com as interfaces desenvolvidas com geotêxtil tecido. Em relação ao efeito de variação volumétrica das interfaces, o reforço de geogrelha junto com areia em umidade ótima apresentaram o maior deslocamento vertical positivo (dilatância), em comparação às interfaces com areia e geotêxtil tecido, as quais tiveram comportamento de compressão em todos os teores de umidade e com a maioria das tensões confinantes aplicadas. A comparação entre os dois tipos de geossintéticos mostra que o efeito de dilatância não foi restringido pela geogrelha, mas sim pelo geotêxtil tecido, isso devido à interação entre o solo e o reforço devido às aberturas da geogrelha.

Por outro lado, o efeito de sucção da areia reduz com o deslocamento em interfaces areia-geogrelha e se comportaram de forma semelhante com a interface com geotêxtil na condição de umidade ótima do solo. No caso de interface reforçada com geogrelha e areia seca ao ar, o efeito de sucção foi o único que mostrou um leve aumento nos resultados. Embora esa interface apresente aumento, esse não foi significativo. Em comparação ao

geotêxtil tecido, essa diferença de comportamento é devido a reduzida área de atrito e consequentemente devido à falta de capilaridade pela não existência de água no ensaio.

No caso do efeito da presença de umidade nas interfaces solo-reforçado, as interfaces reforçadas com geotêxtil e areia em estado inundado foram as que apresentaram maiores valores de resistência ao arrancamento, esse aumento na resistência foi atribuído ao efeito de tensão capilar existente entre o reforço e as partículas de solo com alta porcentagem de água. Mas, além do que o geotêxtil apresentara melhores propriedades aderentes devido as tensões capilares, a interação entre solo com umidade ótima e geogrelha (maior aberturas da malha) foi ainda maior do que as proporcionadas pelo geotêxtil, ou seja que, entre maior é a distância de abertura do geossintético, maior foi a resistência ao arrancamento obtida pela interface.

Em relação ao deslocamento vertical registrado nas interfaces de solo-reforçado, a geogrelha apresentou efeito de dilatação de interface muito mais significativo que o geotêxtil tecido. Esse efeito de dilatação ocorreu somente nas condições úmidas de interface, ou seja, na umidade ótima e na condição inundada. Destaca-se que essa dilatação foi significativamente maior para a condição de umidade ótima. Essa condição impõe uma tensão capilar melhor desenvolvida por contar com a presença de ar também nos poros. O comportamento de dilatação (curvas positivas) foi muito melhor para menores tensões de confinamento nos dois tipos de geossintéticos utilizados. Esse comportamento provocou um aumento de volume do solo e restringiu ao mesmo tempo o incremento da tensão normal da interface. A comparação entre os dois tipos de geossintéticos faz diferença, as quais mostraram que o efeito de dilatação não foi restringido pela geogrelha, mas sim pelo geotêxtil tecido, isso devido à interação entre o solo e o reforço graças às aberturas do reforço extrudado.

No caso das tensões verticais desenvolvidas nos ensaios de arrancamento, estas foram aumentando proporcionalmente com o aumento da tensão confinante aplicada. O desenvolvimento de tensões internas foi muito maior em geogrelhas, devido à mesma interação solo-reforço, a qual permite uma melhor transferência de cargas na estrutura de solo reforçado, em comparação aos geossintéticos planares. Com relação ao efeito da presença de água, o caso da interface com areia inundada e geogrelha, foi a que promoveu maiores tensões verticais desenvolvidas, o que é atribuído ao efeito da dilatação como já

foi falado anteriormente.

O efeito de sucção registrado para as interfaces de areia com umidade ótima e reforçada com geogrelha, apresentou redução no momento do que o reforço era deslocado da caixa de ensaios, além de apresentar também um comportamento semelhante à interface com geotêxtil, na condição de umidade ótima do solo. No caso das interfaces desenvolvidas com solo seco, a sucção dos ensaios com geogrelha pouco se alterou com o deslocamento, isso devido a baixa umidade do solo. Em comparação ao geotêxtil tecido, a diferença no comportamento foi devido à reduzida área de atrito, e conseqüentemente devido à falta de capilaridade pela não existência de água nos ensaios. Nos ensaios desenvolvidos com areia inundada mostrou-se que as tensões aplicadas no ensaio parecem não alterar os valores de sucção durante o arrancamento. Assim como no caso da condição ótima de umidade da areia, a sucção reduz ao longo do arrancamento e essa redução foi semelhante ao encontrada nos ensaios com geotêxtil.

Os resultados obtidos para tensões desenvolvidas na parede mostram que a geogrelha permite mais as movimentações das tensões em comparação com o geotêxtil, e a presença de água também faz diferença no aumento das tensões. Esse aumento no valor das tensões está diretamente relacionado às pressões de água mobilizadas na parede (Sucção negativa).

A relação da sucção com a resistência ao arrancamento foi registrada no incremento dos registros da sucção na interface com geotêxtil, na qual mostrou que no momento que ocorreu um aumento na sucção, ao mesmo tempo aconteceu um decréscimo na resistência ao arrancamento. No caso das geogrelhas, houve aumento nos valores da sucção para solo seco, mas apresentaram diminuição na resistência ao arrancamento. Então pode-se concluir de forma geral, que o aumento na resistência ao arrancamento está intimamente relacionada ao tipo de reforço utilizado e ao teor de umidade presente na interface, a qual permite aumento ou diminuição do efeito de sucção.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para pesquisas futuras, a realização de ensaios de arrancamento utilizando outros tipos de reforço polimerico com grau de rigidez mais elevado do que os utilizados nesta pesquisa. Outro aspecto que pode ser tomado em conta é a mudanza do tipo de solo, nesta pesquisa foi utilizado um solo arenoso, pelo qual podem ser estudados outros tipos de parametros envolvidos por exemplo em solos finos ou rochas.

A utilização de tensões normais verticais mais elevadas, também pode ser tomado em conta. A utilização deste tipo de tensões têm por objetivo a simulação das condições desenvolvidas no interior das estruturas de solo reforçado. Desta forma, com o aumento das tensões normais podem ser estudados outros parâmetros desenvolvidos em condições mais profundas das interfaces de solo reforçado.

Capítulo 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solo – Análise granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984-e, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos: NBR 12004. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. Solos – determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos: NBR 12051. Rio de Janeiro, 1991-b.
- ASTM. 2004. D3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia.
- ABDI, M. R. & ZANDIEH, A. R. (2014). “Experimental and numerical analysis of large scale pullout tests conducted on clays reinforced with geogrids encapsulated with coarse material”, *Geotextiles and Geomembranes*, 42, No. 5, pp. 494-504.
- ABRAMENTO, M. & WHITTLE, A., (1995). “Experimental evaluation of pullout analyses for planar reinforcements”. *Journal of Geotechnical Engineering* 121 (6), 486–492.
- ABU-FARSAKH, A., CORONEL, J. & TAO, E M., (2007), “Effect of Soil Moisture Content and Dry Density on Cohesive Soil–Geosynthetic Interactions Using Large Direct Shear Tests”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19, No. 7, pp. 540–549.
- AFZALI-NEJAD, A., LASHKARI, A. & SHOURIJEH, P. T. (2016). “Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces”. *Geotextiles and Geomembranes* 45(1). doi: 10.1016/j.geotexmem.2016.07.005.
- ALAGIYAWANNA, A.M.N (2003). “Study on mechanism of mobilizing reinforcing effect of geogrid by pullout test and numerical analysis”. Nagaoka University of Technology, Japan.
- ALAGIYAWANNA, A.M.N., SUGIMOTO, M., SATO, S. & TOYOTA, H. (2001). “Influence of longitudinal and transverse members on geogrid pullout behavior during deformation”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 19: 483-507.
- ALFARO M. C., MIURA N, & BERGADO D. T. (1995). “Soil geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests.” *Geotèchnique. Test. J*, 18(2), 157–167.
- ALFARO, M. C. & PATHAK, Y. P. (2005). “Dilatant stresses at the interface of granular fills and geogrid strip reinforcements”. *Geosynthetics International*, 12, No. 5, 239–252.
- ANUBHAV, P.K., (2010). “Modeling of soil-woven geotextile interface behavior from direct shear tests results”. *Geotextiles and Geomembranes*. 28, 403 e 408.
- ANUBHAV, S. & P. K. BASUDHAR. (2013). “Interface Behavior of Woven Geotextile with Rounded and Angular Particle Sand”. *J Mater. Civil Eng.* 25(12), 1970-1974 (2013). doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000774

ASTM. (2001). “Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil”. ASTM D6706-01, American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, Pennsylvania.

ATHANASOPOULOS, G.A. (1993). “Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand-geotextile composites”, *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3), pp. 255–273 (1993).

BAKEER, R. M., SAYED S. M., CATES, P. & SUBRAMANIAN, R., (1998). “Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate”. *Geotextiles and Geomembranes* 16 (1998) 119—133.

BATHURST, R. J. & CAI, Z. (1994). “In isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids”. *Geosynthetics International*, 1, No. 1, 1–19.

BASUDHAR, P. K., SAHA, S. & DEB, L., (2008). “Circular footings resting on geotextile reinforced sand bed”. *Geotextiles and Geomembranes* 25 (6), 377–384.

BENJAMIN, C. V. S. (2006). Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil. Departamento de Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (2006).

BERGADO, D. T., BUKKANASUTA, A. & BALASUBRAMANIAM, A. S., (1987). “Laboratory pullout tests using bamboo and polymer geogrids including a case study”. *Geotextiles and Geomembranes* 5 (3), 153–189.

BERGADO, D. T., CHAI, J. C., ABIERA, H. O., ALFARO, M. C., & BALASUBRAMANIAM, A. S. (1993). “Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements.” *Geotextiles and Geomembranes*. 12(4), 327–349.

BHANDARI A., HAN J. & PARSONS R. L. (2008). “DEM analysis of geotextile-soil interaction under wheel loading”. In: Frost JD (ed) *Proceedings of research symposium on the characterization and behavior of interfaces (CBI)*. Atlanta, US.

BOYLE, S. R., GALLAGHER, M. & HOLTZ, R. D. (1996). “Influence of strain rate, specimen length and confinement in measured geotextile properties”. *Geosynthetics International*, 3, No. 2, 205–225.

BRIANÇON, L., GIRARD, H., & GOURC, J. P., (2011). “A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane”, *Geotextiles and Geomembranes*, 29(5), 472 - 482.

BUENO, B.S, BENJAMIM, C.V.S., & ZORNBERG, J. (2005). “Field Performance of a Full-Scale Retaining Wall Reinforced With Non-Woven Geotextiles”. *ASCE Geofrontiers 2005 - Austin, Texas, USA*.

CALVARANO, L. S., GIOFFRÈ, D., CARDILE, G., & MORACI, N., (2014). “A stress transfer model to predict the pullout resistance of extruded geogrids embedded in compacted granular soils. In proceeding of 10th International Conference on Geosynthetics ICG 2014, Berlin, Germany.

CARDILE, G., L. S. CALVARANO, D. GIOFFRÈ & MORACI, N., (2014). “Experimental evaluation of the pullout active length of diferente gogrids, in proceeding of 10th International Conference on Geosynthetics ICG 2014, Berlin, Germany.

CARDILE, G., L. S., MORACI, N., & CALVARANO, D. (2016). “Geogrid pullout behaviour according to the experimental evaluation of the active length”. *Geosynthetics International* 23(3):194-205. June 2016. DOI: 10.1680/jgein.15.00042.

CATTONI, E., CECCONI, M. & PANE, V., (2005a). “An experimental study on a partially saturated pyroclastic soil: the Pozzolana Nera from Roma. Proc. Of the Second. Int. Workshop on Unsaturated Soils, Capri (Italy), Mancuso & Tarantino Eds: 29-42.

CATTONI, E., CECCONI, M. & PANE, V., (2005b). "Soil dilatancy and suction: some remarks on their mutual effects on the shear strength of granular soils. Proc. Of XI Int. Conf. Of LACMAG, Torino (Italy).

CAZZUFFI, D., CALVARANO, L. S., CARDILE, G. & MORACI, N., (2011). "European experience in pullout tests: The influence of geogrid's geometry and structure on interface behavior". *Geosynthetics* 29(5). 42-51.

CAZZUFFI, D., MORACI, N., CALVARANO, L. S., CARDILE, G., GIOFFRE, D., & RECALCATI, P., (2014a). "The influence of vertical effective stress and of geogrid length on interface behaviour under pullout conditions, *Geosynthetics* 32(2) 40-50.

CAZZUFFI, D., MORACI, N., CALVARANO, L. S., CARDILE, G., GIOFFRE, D., & RECALCATI, P., (2014b). "The influence of vertical effective stress and of geogrid length on interface behaviour under pullout conditions, *Geosynthetics* 32(2) 51-61.

CAZZUFFI, D. CARDILE, G. GIOFFRÈ, D. (2014) Geosynthetic engineering and vegetation growth in soil reinforcement applications. *Transp Infrastruct Geotechnol* 1: 262-300.

CHANG, D.T., SUN, T.S & HUNG, F. (1995), "Pullout Mechanism of Geogrids Under Confinement by Sandy and Clayey Soils". *Transportation Research Record* No. 1474, pp. 64-72.

CHEN, S. C. J., (1993). "Geosynthetic soil reinforcement testing procedures". II Series: ASTM special technical publication ; 1190.

CHEN, CH., & WU, J.Y., (2010). "Effects of wetting on the soil-geogrid interaction". 9th International Conference on Geosynthetics, Brazil, 2010, pp. 669-673.

CHEN, X., ZHANG, J., & LI, Z., (2014), "Shear behavior of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, No. 4, pp.312-328.

CHIAN, S. C., (2015). "Empirical excess pore pressure dissipation model for liquefiable sands". Proc., 6th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, New Zealand Geotechnical Society, Wellington, New Zealand.

CLANCY, J. M. & NAUGHTON, P. J. (2011). "An experimental study of pullout resistance of a multifunctional geosynthetic in fine grained fills using an innovative pullout apparatus. *Geo-Frontiers*, 2011, J. Han and D. E. Alzamora, Editors, GSP no. 211, ASCE, Reston, VA, USA, pp. 3609–3618.

COSTA, C. M. L. (1999). "Fluência de geotêxteis". Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

DA SILVA, P. M. H. S. (2016). Validação de um método de dimensionamento de estrutura de contenção em solo reforçado com geossintéticos.

DEB, K. & KONAI, S., (2014). "Bearing capacity of geotextile-reinforced sand with varying fine fraction". *Geomechanics and Engineering*. 6 (1), 33-45.

DESAI, C. S. & EL-HOSEINY K. E. (2005) "Prediction of field behavior of reinforced soil wall using advanced constitutive model". *J Geotech Geoenviron Eng* 131(6):729–739.

DYER, M. R., (1985), "Observations of the Stress Distribution in Crushed Glass With Applications to Soil Reinforcement," Ph.D. thesis, University of Oxford, Oxford, UK.

ESMAILI, D., HATAMI, K. & MILLER, G. A. (2014). Influence of matric suction on geotextile reinforcement marginal soil interface strength. *Geotextiles and Geomembranes*, 42, No. 2, 139–153.

EHRlich, M. & MITCHELL, J. K. (1994). "Working stress design method for reinforced soil walls". *Journal of geotechnical engineering*, 120, No. 4, 625-645.

FARRAG, K., ACAR, Y. B. & JURAN, I. (1993). "Pullout Resistance of Geogrids Reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*", v. 12, pp. 133-159.

FARRAG, K., & MORVANT, M. (2004a). "Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: LTRC Reinforced Soil Test Wall." Technical Summary Report 379, LTRC, July.

FARRAG, K., & MORVANT, M. (2004b). "Evaluation of interaction properties of geosynthetics in cohesive soils: Lab and field pullout tests." Technical Summary Report 380, LTRC, July.

FERREIRA, J. A. Z. (2007). "Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões". Dissertação de Mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Geotecnia. 2007. São Carlos, SP, Brasil.

FERREIRA, J. A. Z., & ZORNBERG, J. (2015), "A Transparent Pullout Testing Device for 3D Evaluation of Soil-Geogrid Interaction," *Geotechnical Testing Journal* doi:10.1520/GTJ20140198 Vol. 38 / No. 5 / September 2015.

FERELLEC, J. F. & MCDOWELL, G. R. (2012). "Modelling of ballast- geogrid interaction using the discrete-element method". *Geosynthetics International*. 19(6): 470-479.

FOURIE, A. B. & FABIAN, K. J. (1987). "Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand-geotextile composites". *Geotextiles and Geomembranes*, 6, 275-294.

GERSCOVICH, D. M. S., (2010). Resistência ao cisalhamento. Notas de aula. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil.

GIANG, N.H., KUWANO, J., IZAWA, J., & TACHIBANA, S., (2010). "Influence of unloading- reloading process on the pullout resistance of geogrid". *Geosynthetics International* 17 (4), 242 e 249.

GILBERT, P. A., OLDHAM, J. C., & COFFING, L. R., (1992). "Laboratory Measurement of Pullout Resistance of Geotextiles Against Cohesive Soils". Technical Report GL-92-6, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

GIROUD, J.P., BONAPARTE, R., & WILLIAMS, N. (1985). "Innovative Leachate Collection Systems for Hazardous Waste Containment Facilities", *Proceedings of the Geotechnical Fabrics Conference '85*, IFAI, Cincinnati, OH, USA, June 1985, pp. 9-34.

GOMES, R. C., (1992). "Interação solo-reforço e mecanismos de ruptura em solos reforçados com geotêxteis. São Paulo, 1992. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo (USP).

GOODHUE, M.J., EDIL T.B. & BENSON, C.H., (2001), "Interaction of foundry sands with geosynthetics," *ASCE J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4): 353-362.

GUPTA, R., (2009), "A Study of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavement System," Ph.D. thesis, The University of Texas at Austin, Austin, TX.

HA, T.V., PHAM, DELWYN G. FREDLUND, (2003). "The application of dynamic programming to slope stability analysis". *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(4): 830-847.

HATAMI, K. & ESMAILI, D. (2015). "Unsaturated soil-woven geotextile interface strength properties from small-scale pullout and interface tests". *Geosynthetics International*, 22, No. 2, 161-172.

Hatami, K., Esmaili, D., Chan, E.C., & Miller, G.A., (2014). “Laboratory performance of reduced-scale reinforced embankments at different moisture contents”. *International Journal of Geotechnical Engineering* 8 (3), 260-276.

HATAMI, K. GRANADOS, J. E., ESMIALI, D., & MILLER, G.A., (2013). “Reinforcement pullout capacity in mechanically stabilized earth with marginal-quality soil”, *Journal of the Transportation Research Board, TRB, No 2363*, pp. 66 – 74.

HAYASHI, S., ALFARO, M. C. & WATANABE, K. (1997). “Dilatancy effects of granular soil on the pullout resistance of strip reinforcement”, *Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, 1*, 39-44, Balkema, Rotterdam.

HAYASHI, S., SHAHU, J. T. & WATANABE, K., (1999), “Changes in Interface Stresses During Pullout Tests on Geogrid Strip Reinforcement”, *Geotechnical Testing Journal, Vol. 22*, pp. 32-38.

HOSSAIN, M. A. & YIN, J. (2015). “Dilatancy and Strength of an Unsaturated Soil-Cement Interface in Direct Shear Tests”. *International Journal of Geomechanics Vol. 15, Issue 5 (October 2015)*.

INGOLD, T. S., (1981). “A laboratory simulation of reinforced clay walls”. *Gèotechnique* 31, No. 3, 399-412.

JEWELL, R. A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*, CIRIA Special Publication 123, Thomas Telford Ltd, London, UK, 332 pp.

JEWELL, R. A., MILLIGAN, G. W. E., SARSBY, R. W. & DUBOIS, D. (1984). “Interaction Between Soil and Geogrids”. *Proceeding, Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Science and Engineering Research Council and Netlon Limited* pp. 18-30.

JEWELL, R. A. & WROTH, C.P. (1987) “Direct shear tests on reinforced sand”. *Geotechnique, v.37, n.1*, p.53-68.

JOHNSTON, R.S. & ROMSTAD, K.M. (1989). “Dilation and boundary effects in large scale pull-out tests”. *12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. 2*, 1263-1266.

JONES, C.J.F.P. (2000). *Geosynthetics in reinforced structures. EuroGeo 2000, Second European geosynthetics conference – Bologna, Italia*.

JU, J. W., PARK, J. B., SEO, G. W., & CHO S. D., (2004). “Staged pullout test method of reinforced earth using hyperbolic function”. In: *Proceedings of the 3rd Asian regional conference on geosynthetics*, pp 369–376.

JURAN, I. & CHEN, C.L., (1988), “Soil-Geotextile Pull-Out Interaction Properties: Test- ing and Interpretation”, *Transportation Research Record 1188*, pp. 37-47.

KAKUDA, F. M. (2005). *Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido. 2005, 145 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005*.

KARPURAPU, R.G. & BATHURST, R.J. (1995). *Behaviour of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls using the Finite Element Method, Computers and Geotechnics, Vol. 17, No. 3*, pp. 279-299.

KHOURY, C. N., G. A. MILLER, & K. HATAMI. (2011). *Unsaturated Soil– Geotextile Interface Behavior. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 29, No. 1, 2011*, pp. 17–28.

KIM, B.; CHO, S.; LIM, E.; KIM, K.(2006). “Effect of Rockfill Size of Shear Strength”. *KSCE 2006*, 6.

1276–1279

KOKUSHO, T. (1999). "Formation of water film in liquefied sand and its effect on lateral spread", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*.

KOSHY, N., & UNNIKRISHNAN, N., (2016). Geosynthetics Under Cyclic Pullout and Post-cyclic Monotonic Loading. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 2(2), pp.13.

LABA, J. T., KENNEDY, J. B., & SEYMOUR, P. H. (1984). Reinforced earth retaining wall under vertical and horizontal strip loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(3), 407-418.

LEE, K.M. & MANJUNATH, V.R. (2000) Experimental and Numerical Studies of Geosynthetic Reinforced Sand Slopes Loaded with Footing. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 828-842.

LIU, H., WANG, X., & SONG, E. (2009). Long-term behavior of GRS retaining walls with 625 marginal backfill soils. *Geotextiles and Geomembranes* 27, (295-307).

LO, S. C. R. (1998). Pull-Out Resistance of Polyester Straps at Low Overburden Stress. *Geosynthetics International* 5(4):361-382. January 1998. DOI: 10.1680/gein.5.0126

LONG, P. V., BERGADO, D. T., & ABUEL-NAGA, H. M., (2007). "Geosynthetics reinforcement application for tsunami reconstruction: Evaluation of interface parameters with silty sand and weathered clay", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 25, No. 4-5, pp. 311-323.

LOPES, M. L., (2012). "Soil-geosynthetic interaction". In *Handbook of Geosynthetic Engineering – Geosynthetics and their Applications*, 2nd edition, Shukla, S. K., Editor, ICE Publishing, London, UK, pp. 45-66.

LOPES, M. L., (2000). "Study of soil-damaged geogrids interaction behavior". *Solos e Rochas*, v. 23, n. 3, p. 165-176.

LOPES, M. L., (1992). "Walls Reinforced with Geosynthetics", Ph.D. Thesis, University of Porto, Portugal, 335 p.

LOPES, M. L., & LADEIRA, M., (1996). Influence of the Confinement, Soil Density and Displacement Ratio on Soil – Geogrid Interaction. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 14, n.10, p. 543-554.

LOPES, M. L., & LOPES, M. J., (1999). Soil-geosynthetic interaction: influence of soil particle size and geosynthetic structure. *Geosynthetics International*, 6, No. 4, 261-282.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; & AL-HASANI, M.M. (1978). "Effect of inclusion properties on the behavior of sand". *Géotechnique*, London, v.28, n.3, p.327-346.

MILLIGAN, G. W. E., EARL, R. F., & BUSH, D. I., (1990). "Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids". In: *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, The Netherlands, vol. 2, pp. 747 e 751.

MIYATA, K. (1996), "Walls Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Geogrid in Japan". *Geosynthetics International*, (3): 1, 1-11.

MORACI, N., & CARDILE, G., (2012). "Deformative behaviour of different geogrids embedded in a granular soil under monotonic and cyclic pullout loads". *Geotextiles and Geomembranes*. 32, 104e110.

MORACI, N. & CARDILE, G. (2009). "Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil". *Geotextiles and Geomembranes*, 27, No. 6, 475-487.

MORACI, N., CARDILE, G., GIOFFRÈ, D., MANDAGLIO, M. C., CALVARANO, L. S., & CARBONE, L., (2014). "Soil geosynthetic interaction: design

parameters from experimental and theoretical analysis, *Transportation Infrastructure Geotechnology* 1(2) (2014) 165-227.

MORACI, N., CAZZUFFI, D., CALVARANO, L. S., CARDILE, G., GIOFFRÈ, D., & RECALCATI, P., (2014). "The influence of soil type on interface behavior under pullout conditions, *Geosynthetics* 32(3) (2014) 42-50.

N. MORACI, M.C. MANDAGLIO, D. IELO. (2014a). "Analysis of the internal stability of granular soils using different methods". Department of Civil, Energy, Environmental, and Materials Engineering, Mediterranean University of Reggio Calabria, Reggio Calabria, Italy.

N. MORACI, M.C. MANDAGLIO, D. IELO. (2014b). "Analysis of the internal stability of granular soils using different methods". Department of Civil, Energy, Environmental, and Materials

MORACI, N., & GIOFFRÈ, D., (2006). "A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil". *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 116–128.

MORACI, N., MANDAGLIO, M. C., GIOFFRÈ, D., CARDILE, G. CAZZUFFI, D., RECALCATI, P., STARRANTINO, C., (2009). "Temperature monitoring of a geosynthetic-reinforced embankment in a seismic area, in Proc. 17th ICSMGE 2. 1666-1669.

MORACI N., & MONTANELLI F., (2000). "Analisi di prove di sfilamento di geogriglie estruse installate in terreno granulare compattato (Evaluation of pullout behaviour of geogrids embedded in compacted granular soils)," *Rivista Italiana di Geotecnica (Italian Geotechnical Journal)*, n.4 (16), pp. 5–21.

MORACI, N., & RECALCATI, P., (2006). Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotext. Geomemb.* 24, 220 e 242.

NAKAMURA, T., MITACHI, T., & IKEURA, I., (2003), "Estimating Method for the In-Soil Deformation Behavior of Geogrid Based on the Results of Direct Box Shear Test," *Soil Found.*, Vol. 43, No. 1, pp. 47–57.

NG, C. W. W. & ZHOU, R. Z. B. (2005). "Effects of Soil Suction on Dilatancy of an Unsaturated Soil". *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*, v. 2, 2005, p. 559-562. Conference paper, 2005

OCHIAI, H., OTANI, J., HAYASHI, S. & HIRAI, T. (1996). The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 14, No. 1, 19–42.

OCHIAI, H.; HAYASCHIC, S.; OGISAKO, E.; SAKAU, A. (1988). Analisis of polimer grid: reinforced soil retaining wall. *INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS*, 6. 1988, Innsbruck: Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1988. Vol. 2, pp. 1449-1454.

OCHIAI, H., HAYASHI, S., & OTANI, J., (1992). "Evaluation of pull-out resistance of geogrid reinforced soils". In: *International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, pp. 141-146.

PALMEIRA, E. M., (1987). "The study of soil-reinforcement interaction by means of large scale laboratory tests". D.Phil. Thesis, University of Oxford, Oxford, UK, 238pp.

PALMEIRA, E. M. & MILLIGAN, G. W. E. (1989a). Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Geotechnique*, 39, No. 3, 511–524.

PALMEIRA, E. M. & MILLIGAN, G. W. E. (1989b). Large scale direct shear tests on reinforced sand. *Soils and Foundations*, 29(1), 18-30.

PALMEIRA, E.M. (2004). Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids. *Geotextiles and Geomembranes* 22 (6), 481 e 509.

PALMEIRA, E.M., (2009). “Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis”. *Geotextiles and Geomembranes*. 27(5), 368-390.

PEREIRA, V. R. G. (2010). Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

PERKINS, S.W. & CUELHO, E.V. (1999). “Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests”. *Geosynthetics International*, Vol. 6, No. 5, pp. 321-346.

PORTELINHA, F. H. M., (2012). Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos. Tese (Doutorado - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

PORTELINHA, F. H. M., PEREIRA, V. R. G., & CORREIA, N. S., (2018). Small-Scale Pullout test of a Geogrid-Reinforced Unsaturated Soil with Suction Monitoring.

PRADHAN, T. B. S.; SHIWAKOTI, D. R.; IMAI, G. (1996). Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behavior using saturated clay. In: *Earth reinforcements*. A. A. Balkema, Rotterdam / Brookfield, 1996, vol. 1, pp. 133-138.

PRASAD, P. S., & RAMANA, G. V., (2016). Reply for Dr. Xu's discussion of “Feasibility study of copper slag as a structural fill in reinforced soil structures”. *Geotextiles and Geomembranes* 44 (2016) 623–640

PRASHANTH, V., KRISHNA, A. M., & DASH, S. K., (2016). “Pullout Tests Using Modified Direct Shear Test Setup for Measuring Soil–Geosynthetic Interaction Parameters”. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.* (2016) 2:10.

RAJU, D. M. (1995). “Monotonic and cyclic pullout resistance of geosynthetic”. PhD. Thesis, University of British Columbia, Canada.

RAJU, D.M., & FANNIN, R.J., (1998) Load strain displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout. *Can. Geotech. J.* 35 (2), 183e193.

ROWE, R.K. & HO, S.K.; (1996). “Effect of wall geometry on the behavior of reinforced soil walls”. *Geotextiles and Geomembranes*, Barking Essex, v.14, p.521-541.

SIEIRA, A. C. C. F. (2003). “Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha”. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira; Orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

SIEIRA, A. C. C. F. & SAYÃO, A. S. F. J. (2002). Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, 2002, Lisboa. v. 1. p. 1569-1578.

SOBHI, S., & WU, J.T.H., (1996). “An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement”. *Geosynthetics International* 3 (5), 565–582.

SUBAIDA, E. A., CHANDRAKARAN, S., SANKAR, N., (2008). “Experimental investigations on tensile and pullout behaviour of woven coir geotextiles”. *Geotext Geomembr* 26:384–392

SUGIMOTO, M., ALAGIYAWANNA, A. M. N., & KADOGUCHI, K. (2001). "Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests." *Geotextiles and Geomembranes*, 19(5), 257–328.

SUGIMOTO, M., ALAGIYAWANNA, A. M. N., (2003). "Pullout behavior of Geogrid by Test and Numerical Analysis". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 129(4): 361–371.

SUKMAK, K., SUKMAK, P., HORPIBULSUK, S., HAN, J., SHEN, S., ARULRAJAH, A., (2015). "Effect of fine content on the pullout resistance mechanism of bearing reinforcement embedded in cohesive e frictional soils". *Geotextiles and Geomembranes*. 43 (2015) 107e117.

TATSUOKA, F., & HAIBARA, (1984). "Influence of side wall friction of sand box in bearing capacity test on model sand ground". *III Journal of Seisankenkyu* 36 (3), 158–161 (in Japanese).

TEIXEIRA, S. H. C., (1999). "Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos". 157f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1999,

TEIXEIRA, S. H. C. (2003), "Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados", Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 218p.

TEIXEIRA, S. H. C., BUENO, B. S., & ZORNBERG, J. G. (2007). "Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 133(1), 37–50.

UENG, T. & CHEN, T., (2000). "Energy aspects of particle breakage in drained shear of sands". *Géotechnique* 2000 50:1, 65-72.

VANGLA, P., & LATHA, G. M. (2016) Effect of particle size of sand and surface asperities of reinforcement on their interface shear behavior. *Geotextiles and Geomembranes*. 44(3):254–268.

VANGLA, P. & LATHA, G.M. (2015). "Influence of Particle Size on the Friction and Interfacial Shear Strength of Sands of Similar Morphology", *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Vol. 1(6), pp. 1-12.

VIEIRA, K. S.,(2013). *Propriedades Geomecânicas de um solo compactado com vermiculita para fins de cobertura em aterro de resíduos / Kristian Sales Vieira, 2013.119 f*

VIEIRA, C. S., PEREIRA, P. M. & LOPES, M. L., (2015). Recycled Construction and Demolition Wastes as filling material for geosynthetic reinforced structures. Interface properties. *Journal of Cleaner Production* 124. DOI: 10.1016/j.jclepro.2016.02.115

WANG, Z., JACOBS, F. & ZIEGLER, M. (2014). Visualization of load transfer behaviour between geogrid and sand using PFC2D. *Geotextiles and Geomembranes*, 42, No. 2, 83–90.

WANG, Z., RICHWIEN, W., (2002). "A study of soil-reinforcement interface friction". *J Geotech Geoenviron Eng* 128(1):92–94.

WILSON-FAHMY, R., KOERNER, R. M. & FLECK, J. A. (1993), "Unconfined and Confined WideWidth Tension Testing of Geosynthetics," *Proc. Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*, S. C. J. Cheng, Editor, ASTM STP 1190, West Conshohocken, PA, pp. 49-63.

YASUDA, S., NAGASE, H., & MARUI, H., (1992). "Cyclic pull-out test of geogrids in soils". In: *International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Fukuoka, Japan, pp. 185e190.

ZHOU, J., CHEN, J. F., XUE, J. F. & WANG, J. Q. (2012). Micro-mechanism of the interaction between sand and geogrid transverse ribs. *Geosynthetics International*, 19, No. 6, 426–437.

Lista de Figuras

Figura 2.1. Princípio de funcionamento de estruturas de solo reforçado: (a) maciço de solo sem reforço; (b) estrutura de solo reforçado (Adaptado de JONES, 2000).	17
Figura 2.2. Restrição de deformações em um elemento de solo reforçado: (a) Estado de tensões em um elemento de solo; (b) deformação correspondente a situação de solo sem reforço; (c) deformação do solo com reforço (Benjamin, 2006).....	17
Figura 2.3. Mecanismos de interação em uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos (Palmeira, 2009).....	19
Figura 2.4. Elemento de ruptura idealizado (Benjamin (2006), adaptado de JEWELL E WROTH, 1987).....	20
Figura 2.5. Diferentes classes de geossintéticos: (a) Geotêxteis tecidos; (b) Geotêxteis não tecido; (c) Estrutura de um geotêxtil tricotado (Adaptado de COSTA, 1999); (d) Elementos componentes de uma geogrelhas (TEIXEIRA, 2003).	21
Figura 2.6. Componentes de uma geogrelha resistindo à força de arrancamento. (Adaptado de WILSON-FAHMY E KOERNER, 1993).....	22
Figura 2.7. Interferência dos membros transversais: (a) espaçamentos maiores; (b) menores espaçamentos entre os membros; (c) ensaios com ancoragem de maior comprimento (Dyer, 1985); grau de interferência versus razão entre espaçamento e espessura dos membros.	24

Figura 2.8. Coeficiente de atrito aparente versus tensão normal (Adaptado de Palmeira 2009).....	25
Figura 2.9. Ruptura progressiva de geogrelhas submetidas ao arrancamento: (a) Curva força de arrancamento versus deslocamento das junções entre os membros (Ochiai <i>et al.</i> 1996); (b) Distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento (Teixeira <i>et al.</i> 2007).....	26
Figura 2.10. Mecanismo de distribuição de tensões em uma geogrelha submetida a esforços de arrancamento: (a) $P = 0$; (b) $P > 0$	27
Figura 2.11. Resistência ao arrancamento em função da tensão confinante, para diferentes tipos de solos (Adaptado de Portelinha, 2012).	29
Figura 2.12. Comportamento de interface solo argiloso-geogrelha nas condições UU de ensaios: (a) Ensaios de cisalhamento direto de interface; (b) fatores de adesão de interface dos ensaios de cisalhamento direto e ensaios de arrancamento (INGOLD, 1981).	32
Figura 2.13. Efeito do teor de umidade em ensaios de arrancamento de geotêxteis tecidos em solos argilosos (GILBERT <i>et al.</i> , 1992).....	33
Figura 2.14. Ensaios de arrancamento de geogrelha em solo silte argiloso nas umidades de 18% (ótima) e 40%: (a) curvas força de arrancamento versus deslocamento; (b) curvas pressão neutra versus deslocamento (FARRAG e MORVANT, 2004).	33
Figura 2.15. Ensaios de arrancamento de diferentes geogrelhas em solos argilosos CL sob três condições de umidade (GOMES, 1992).....	34
Figura 2.16. Tensões normais em ensaios de arrancamento (Adaptado de Hayashi <i>et al.</i> 1997): (a) com dilatância livre; (b) com restrição de dilatância.....	41
Figura 2.17. Modelo de Alfaro <i>et al.</i> (1995) de interação solo-geossintético baseado na dilatância restringida: (a) tensões cisalhantes e deformações no solo adjacentes; (b) Distribuição das tensões normais no reforço.	42
Figura 2.18. Modelo de caixa para ensaios de arrancamento. (Adaptado de CHANG <i>et al.</i> 1995).....	45

Figura 2.19. Modelo de caixa para ensaios de arrancamento. (Adaptado de Miyata, 1996).....	46
Figura 2.20. Aparato de arrancamento de pequeno porte (Todas as dimensões em mm). (Adaptado de SUGIMOTO <i>et al.</i> 2001).....	48
Figura 2.21. Aparato de arrancamento utilizado por Nakamura <i>et al.</i> 2003. (Adaptado de NAKAMURA <i>et al.</i> 2003).....	49
Figura 2.22. Configuração de ensaio de arrancamento transparente: (a) seção transversal, (b) imagem da câmera na vista em planta e (c) imagem da câmera na vista lateral (FERREIRA E ZORNBERG, 2015).	52
Figura 2.23. a) Dimensões da caixa de pequeno porte para ensaios de arrancamento, b) Equipamentos para ensaio de arrancamento de pequeno porte. (DA SILVA, 2016).....	54
Figura 2.24. Configuração de ensaios de arrancamento modificado com instrumentação associada do equipamento de cisalhamento direto. (Adaptado de PRASHANTH <i>et al.</i> 2016).....	55
Figura 2.25. Caixa para ensaios de arrancamento de pequeno porte. (a) esquema geral; (b) ensaio em andamento (Adaptado de Portelinha <i>et al.</i> 2018).	56
Figura 3.1. Equipamento de arrancamento de pequeno porte.....	59
Figura 3.2. Detalhes e dimensões da caixa de arrancamento de pequeno porte. Nota: medidas em mm.....	60
Figura 3.3. Caixa de arrancamento com o sistema de transferência de carga pelo sistema de alavancas.	61
Figura 3.4. Detalhes da garra para fixação dos geossintéticos.	62
Figura 3.5. Propriedades do solo: (a) curva de distribuição granulométrica; (b) curva de compactação.....	63
Figura 3.6. Curva de retenção da areia e teores de umidade adotados nos ensaios. .	64
Figura 3.7. Resultados dos ensaios de cisalhamento direto da areia: (a) areia no índice de vazios mínimo; (b) areia no índice de vazios máximos.	65

Figura 3.8. Geossintéticos utilizados na pesquisa. (a) Geotêxtil tecido de polipropileno (GTT-PP); (b) Geogrelha extrudada de polipropileno (GGE-PP).	66
Figura 3.9. Instrumentação utilizada: (a) célula de carga tipo “S”; (b) transdutor de deslocamento; (c) tensiômetro/piezômetro.....	67
Figura 3.10. Calibração dos instrumentos: (a) célula de carga tipo “S”; (b) transdutor de deslocamento.	68
Figura 3.11. Célula de tensão total, de 30 mm de diâmetro e 6 mm de espessura. Nota: Ambas células possuem as mesmas características físicas.	69
Figura 3.12. Resultados da calibração da célula de tensão: (a) célula de 200 kPa (BEC-200); (b) célula de 500 kPa (BEC-500).....	69
Figura 3.13. Instrumento para aquisição de dados Micro-Measurements D4 da Vishay.....	70
Figura 3.14. Instrumentos para medidas de deslocamentos: (a) Transdutor integrante do sistema tell-tails; (b) Aquisitor de dados DAQ-NI-USB6008.....	70
Figura 3.15. Curvas de calibração dos transdutores de corda potenciométricos.	71
Figura 3.16. Configuração de ensaio de arrancamento em pequeno porte, com vista de topo e lateral. Nota: medidas em mm.	72
Figura 3.17. Uso de isopor na parede frontal da caixa de ensaios para diminuir o efeito de rigidez da face frontal no ensaio de arrancamento: (a) posicionamento nas partes superior e interior; (b) colocação da célula de tensão para medir a tensão na face rígida. ..	73
Figura 3.18. Procedimento de montagem do ensaio: (a) Compactação; (b) Célula de tensão abaixo da geogrelha; (c) posicionamento do reforço e dos tell-tales.	74
Figura 3.19. Posicionamento dos tell-tales e transdutores para medidas de deslocamentos internos do geossintéticos durante o arrancamento.....	75
Figura 3.20. Tampa para distribuição da tensão normal. (a) Orifício de 7 mm feito na tampa de aço; (b) Colocação do tensiômetro dentro da caixa de ensaios por meio do orifício.	76

Figura 3.21. Inundação do solo para ensaios de arrancamento de pequeno porte....	77
Figura 3.22. Técnica de chuva de areia para colocar a areia seca dentro da caixa de ensaios de arrancamento de pequeno porte.	78
Figura 3.23. Sistema de aplicação da tensão confinante, mediante um sistema de pesos e alavancas para ensaios de arrancamento de pequeno porte.	79
Figura 3.24. Posicionamento do transdutor digital de deslocamento vertical na parte superior do montagem do ensaio de arrancamento de pequeno porte.....	79
Figura 3.25. (a) Localização dos pontos na geogrelha.	80
Figura 4.1. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia no teor ótimo de umidade de compactação e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	84
Figura 4.2. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	85
Figura 4.3. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compacta inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	85
Figura 4.4. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	86
Figura 4.5. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	87
Figura 4.6. Resultados do deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	87
Figura 4.7. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a	

areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 90

Figura 4.8. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 91

Figura 4.9. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 91

Figura 4.10. Resultados das tensões na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 92

Figura 4.11. Resultados das tensões na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 93

Figura 4.12. Resultados das tensões embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 93

Figura 4.13. Resultados sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada no teor ótimo de umidade e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 95

Figura 4.14. Resultados da sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 95

Figura 4.15. Resultados da sucção registrada versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 96

Figura 4.16. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia em umidade ótima (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	97
Figura 4.17. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia seca no ar (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	98
Figura 4.18. Curvas de força de arrancamento x Deslocamentos internos para ensaios com areia inundada (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.....	99
Figura 4.19. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	100
Figura 4.20. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em solo seco ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	101
Figura 4.21. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada e inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	102
Figura 4.22. Resultados de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia compactada em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	104
Figura 4.23. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa.	104
Figura 4.24. Resultados de força de arrancamento versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre a areia	

compactada e inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 105

Figura 4.25. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 106

Figura 4.26. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 107

Figura 4.27. Resultados de sucção versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 108

Figura 4.28. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 109

Figura 4.29. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 110

Figura 4.30. Resultados de tensão embaixo do reforço versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 111

Figura 4.31. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia em

umidade ótima e geogrelha extrudada comparada com interface areia umidade ótima e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 112

Figura 4.32. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia seca ao ar e geogrelha extrudada comparada com interface areia seca ao ar e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 112

Figura 4.33. Resultados de tensão na parede frontal versus deslocamento horizontal do atuador dos ensaios de arrancamento de pequeno porte para a interface entre areia inundada e geogrelha extrudada comparada com interface areia inundada e geotêxtil tecido (a) 15 kPa, (b) 60 kPa, (c) 120 kPa. 113

Figura 4.34. Envoltória de resistências comparativas. a) Areia em Umidade ótima, b) Areia seca ao ar, c) Areia inundado. 115

Figura 4.35. Envoltória de variação volumétrica comparativa. a) Areia em Umidade ótima, b) Areia seca ao ar, c) Areia inundado. 116

Figura 4.36. Envoltória de sucção máxima e variação volumétrica comparativas. a) Areia em Umidade ótima, b) Areia seca ao ar, c) Areia inundado. 117

Figura 4.37. Envoltória de tensão máxima de arrancamento e sucção máxima comparativas: (a) Geotêxtil tecido, (b) Geogrelha.

Lista de Tabelas

Tabela 2-1. Características de equipamentos de ensaios de arrancamento projetados por alguns autores, ao longo do tempo. (Adaptado de FERREIRA, 2007).	44
Tabela 3-1. Propriedades físicas da areia	64
Tabela 3-2. Propriedades dos geossintéticos utilizados.....	66
Tabela 3-3. Dados obtidos para calcular a altura da peneira para realização de chuva de areia.	77
Tabela 3-4. Variáveis de Análise dos Ensaios de arrancamento de pequeno porte. GTT: Geotêxtil Tecido, GGE: Geogrelha extrudada.	81