

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

**TRAÇÃO MOBILIZADA DE REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS SOB
CONDIÇÕES OPERACIONAIS E EFEITO DE UMEDECIMENTO**

Matheus Cardoso dos Santos

São Carlos
2019

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

**TRAÇÃO MOBILIZADA DE REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS SOB
CONDIÇÕES OPERACIONAIS E EFEITO DE UMEDECIMENTO**

Matheus Cardoso dos Santos

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre.

Área de Concentração: Estruturas e geotecnia

Linha de Pesquisa: Estudo e desenvolvimento de sistemas de infraestrutura geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha

São Carlos
2019



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 do candidato Matheus Cardoso dos Santos, realizada em 15/03/2019:

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha
UFSCar

Profa. Dra. Carina Maia Lins Costa
UFRN

Prof. Dr. Marcos Massao Futai
POLI

DEDICATÓRIA

À minha família, dedico.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos pelo suporte técnico, instalações e pelo conhecimento técnico repassado pelo corpo docente.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Fernando H. M. Portelinha, pela orientação, dedicação, confiança e conhecimento necessário para o desenvolvimento desse trabalho. Agradeço também pelas lições profissionais e pessoas transmitidas durante nosso convívio.

À Sidnei Muzetti (*In memoriam*), técnico do Laboratório de Geotecnia, que meu ajudou inestimavelmente desde meu primeiro dia no laboratório. Descanse em paz.

À minha família, pelo amor incondicional e suporte durante essa importante etapa.

À minha namorada, Fabiana Brianez, pelo apoio, paciência, incentivo e amor em todos os momentos dessa caminhada.

Ao Prof. Dr. Marcos Massao Futai, Professor Livre Docente da Escola Politécnica da USP, pela colaboração científica na pesquisa.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil, por todo o conhecimento transmitido e pelas lições profissionais desde minha graduação.

Aos colegas de pós-graduação, pela amizade e convivência ao longo desta etapa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos concedida.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pelo apoio financeiro dado ao projeto (Processo No. 2015/05807-5).

RESUMO

SANTOS, Matheus Cardoso. **Tração mobilizada de reforços geossintéticos sob condições operacionais e efeito de umedecimento**. 2019. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2019.

A utilização de solos locais finos de baixa permeabilidade, em substituição a materiais granulares, tem sido comum em diversos países, devido à redução significativa dos custos associados ao transporte de materiais granulares extraídos de jazidas. De fato, o uso de solos finos pode resultar em comportamento adequado de estruturas de solo reforçado sob condições não saturadas. No entanto, em períodos chuvosos, a resistência e rigidez da estrutura podem ser afetadas e ocasionar deformações excessivas ou mesmo a ruptura. Embora existam constatações sobre efeito do umedecimento no comportamento entre solos finos e geossintéticos, poucas pesquisas quantificaram os efeitos da infiltração nas trações mobilizadas e deformações. Assim, o presente trabalho visa avaliar o efeito da infiltração na tração mobilizada e deformações em camadas reforçadas com geossintéticos. Para tal, foi desenvolvido um equipamento denominado *Load-transfer Soil to Geosynthetic System* (LSGS), projetado para simular os mecanismos reais de atuação de uma camada reforçada. O equipamento simula a resposta mecânica do reforço geossintético sob condições operacionais em uma camada reforçada com medição direta do comportamento tração-deformação sob condições simultâneas de sobrecarga e umedecimento. Para o monitoramento da frente de umedecimento, os ensaios foram instrumentados com sensores de umidade e tensiômetros. Nos ensaios, foram utilizados dois diferentes tipos de solo (areia bem graduada e argila arenosa plástica) e três geossintéticos (geogrelha, geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido). Os resultados mostraram que o equipamento simulou satisfatoriamente uma camada reforçada com geossintéticos e permite medir o comportamento de tração em condições operacionais de muros de solo reforçado com geossintéticos. O confinamento aumentou a rigidez do geotêxtil não tecido três vezes, entretanto não proporcionou mudanças na geogrelha e o geotêxtil tecido, em ambos os solos. A infiltração ocasionou um aumento nas deformações e na tração mobilizada da geogrelha e geotêxtil tecido, e afetou a resistência na interface solo argiloso-geotêxtil não tecido significativamente, de modo que as deformações decorrentes do processo de infiltração foram exponenciais.

Palavras-chave: Estruturas de solo reforçado, Geossintéticos, Infiltração, Tração confinada, Umedecimento.

ABSTRACT

SANTOS, Matheus Cardoso. **Mobilized tensile loads of geosynthetic reinforcements under operational conditions and wetting effect.** 2019. 116 f. Thesis (Master in Civil Engineering) – Federal University of Sao Carlos, Sao Carlos, 2019.

The use of low permeability fine local soils instead of granular materials has been common in several countries due to the significant reduction of the costs associated with the transport of granular materials extracted from deposits. In fact, the use of fine soils may result in adequate behavior of reinforced soil structures under unsaturated conditions. However, in rainy periods, the strength and stiffness of the structure can be affected and cause excessive deformation or even rupture. Although there are some observations on the effect of wetting on fine and geosynthetic soil behavior, few studies have quantified the effects of infiltration on mobilized tensile load and deformation. Thus, the present work aims to evaluate the effect of infiltration on the mobilized tensile load and deformations in layers reinforced with geosynthetics. For this purpose, an equipment called *Load-transfer Soil to Geosynthetic System* (LSGS) was developed, designed to simulate the actual mechanisms of action of a reinforced layer. The equipment simulates the mechanical response of the geosynthetic reinforcement under operational conditions in a reinforced layer with direct measurement of tensile-strain behavior under simultaneous conditions of overload and wetting. For the monitoring of the wetting front, the tests were instrumented with moisture sensors and tensiometers. In the tests, two different types of soil (well-graded sand and plastic sandy clay) and three geosynthetics (geogrid, woven geotextile and non-woven geotextile) were used. The results showed that the equipment simulated satisfactorily a layer reinforced with geosynthetics and allows to measure the tensile load behavior under operational conditions of reinforced soil walls with geosynthetics. The confinement increased the stiffness of the nonwoven geotextile three times but did not provide changes in the geogrid and the woven geotextile in both soils. The infiltration caused an increase in the deformations and the mobilized tensile load of the geogrid and woven geotextile and affected the resistance at the non-woven clay-geotextile soil interface significantly, so that the deformations resulting from the infiltration process were exponential.

Keywords: Reinforced soil structure, Geosynthetics, Infiltration, Confined tensile load, Umedecimento.

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	12
1.1 OBJETIVOS	14
2. REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 EFEITO HIDRÁULICO NA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO	15
2.2 ESTUDOS SOBRE O EFEITO DO UMEDECIMENTO NA ESTABILIDADE E COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO.....	22
2.3 EQUIPAMENTOS PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS DE REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS.....	26
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	36
3.1 Sistema de ensaio de tração indireta.....	36
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	40
3.2.1 Solos	40
3.2.2 Geossintéticos.....	43
3.3 ENSAIOS COLUNA DE INFILTRAÇÃO	45
3.4 ENSAIO DE TRAÇÃO CONFINADA INDIRETA	46
3.4.1 Preparação preliminar.....	46
3.4.2 Compactação do solo.....	47
3.4.3 Execução dos modelos.....	48
3.5 INSTRUMENTAÇÃO	51
3.6 MÉTODO DE CÁLCULO DEFORMAÇÕES INTERNAS	57
3.7 PROCEDIMENTO E PROGRAMA DE ENSAIOS.....	58
4. DISCUSSÕES E RESULTADOS.....	60
4.1 TRAÇÃO MOBILIZADA SOB CONDIÇÕES OPERACIONAIS EM ESR..	60
4.1.1 Tração confinada indireta em solo arenoso	60
4.1.2 Tração confinada indireta em solo argiloso.....	70
4.2 ENSAIOS INFILTRAÇÃO EM SOLO ARGILOSO	77
5. CONCLUSÕES.....	100
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

No contexto de muros de contenção, o uso da técnica de solos reforçados com geossintéticos é uma opção amplamente utilizada na prática, devidos às vantagens econômicas e técnicas, chegando a alcançar 50% de economia em relação às soluções tradicionalmente utilizadas, como estruturas de concreto armado ou gabiões. Acredita-se que a redução pode ser ainda maior com o uso do próprio solo existente no local da obra. O uso de solos locais proporciona economias significativas, com a possibilidade de reduzir o custo da estrutura na ordem de 6 a 10 vezes. Entretanto, a maioria das obras de contenção no Brasil ainda são executadas através de soluções como muros de gravidade ou gabiões, apesar das vantagens técnicas relacionadas ao uso de estruturas de contenção em solo reforçado, principalmente aliada ao uso de solos locais (JONES, 1994; WAYNE et al., 1996; KOERNER et al., 1998; BENJAMIN, 2006).

Os procedimentos de projeto como o método baseado nas teorias de empuxo, para o caso de estado Limite Último (ELU), e o método dos elementos finitos, para o caso de estado limite de serviço (ELS), são os mais utilizados em estruturas de solos reforçados (ESR). Para análises de elementos finitos são necessários os parâmetros de deformação e resistência do solo e geossintético para a aplicação de modelos elástico linear, elástico não-linear ou elastoplástico. Tais parâmetros devem ser definidos de maneira a simular as condições operacionais reais das estruturas, de modo que melhor represente seu comportamento. A determinação dos parâmetros é usualmente obtida através de ensaios de faixa-larga, padronizados pela ASTM D4595/17, onde a carga de tração é aplicada diretamente ao geossintético, resultando na curva tração-deformação. No entanto, estudos relatam o efeito do confinamento do solo na resistência à tração e deformabilidade de reforços geossintéticos, o qual varia de acordo com o tipo de solo, geossintético e tensão confinante. (MCGOWN et al., 1982; CHRISTOPHER et al., 1986; TATSUOKA et al., 1986; KOKKALIS E PAPACHARISIS 1989; WU E ARABIAN 1988; BALLEGEER et al., 1993; WILSON-FAHMY et al., 1993; BOYLE et al. 1996; YUAN et al., 1998; WON E KIM, 2007; WANG et al., 2018). Assim, a curva tensão-deformação de geossintéticos deveria ser obtida sob condições de confinamento em solo, para melhor representar as condições de trabalho existentes em ESR.

Outro aspecto é que poucas pesquisas relatam dispositivos que reproduzem adequadamente as condições operacionais típicas, nas quais as tensões são transferidas para o reforço indiretamente através do solo circundante. Dessa forma, existe uma necessidade em desenvolver um dispositivo para avaliar a tração e deformação nos geossintéticos devido à transferência de carga solo-reforço. O equipamento deve constituir um modelo adequado de transferência de carga do solo para o reforço, demonstrando o comportamento de interface, compatibilidade das deformações e com condições de

contorno bem definidas. Os resultados forneceriam assim uma metodologia comparativa para as características de diferentes tipos de solos e geossintéticos. Associado a isso, está o problema de que o comportamento tensão-deformação em ESR pode estar condicionado não somente ao tipo de solo, mas, principalmente, a condição de umidade em que a estrutura se encontra sob condições de trabalho. Como já se sabe, os solos de graduação fina e com baixa capacidade de drenagem são suscetíveis ao desenvolvimento de pressões neutras positivas devido à infiltração de água no sistema provenientes de precipitações, formação de zonas de fluxo e até mesmo devido ao processo de compactação na fase de construção do aterro (CHRISTOPHER et al.; 1998). Deste modo, solos finos são evitados na utilização de estruturas de solos reforçados pelas normas referentes a ESR (FWHA, 2009; BS 8006, 2010; AASHTO, 2014). Entretanto, jazidas com materiais competentes que se enquadram nas premissas normativas nem sempre estão disponíveis para as construções, tornando a utilização de solos locais uma solução mais competitiva. Economias significativas impactam na decisão de qual solo utilizar, uma vez que a seleção, extração e o transporte de materiais convenientes elevam o custo total da obra.

Ainda, deve-se levar em consideração que as condições não saturadas são mais comuns devido aos ciclos de umedecimento e secagem impostos pelas condições climáticas. Nestas condições, o comportamento mecânico e hidráulico do solo e reforço fica dependente do nível de sucção existente no campo. Efeitos resultantes da infiltração em estruturas de solo reforçados podem ser notados com a diminuição da resistência não saturada do solo de aterro, deformações excessivas e subsequentes rupturas, aumento da tração requerida no reforço, alterações na sucção matricial do solo e o possível desenvolvimento de pressões neutras positivas. Claramente, a condição não saturada do solo é favorável em termos de resistência e tensões mobilizadas, muito embora de difícil consideração em projeto. Embora existam constatações sobre efeito do umedecimento no comportamento entre solos finos e geossintéticos, drenantes ou não, poucas são as pesquisas que associam os efeitos hidráulicos e mecânicos como a resistência não saturada, tensões mobilizadas e deformações em estruturas de solo reforçado, principalmente quando avalia-se a estrutura em condições reais de trabalho. Assim, compreender o processo de infiltração e as consequências no comportamento de estruturas geotécnicas proporcionará melhores métodos de projeto, os quais são altamente conservadores em tal ponto. Pode-se referenciar o trabalho experimental de Portelinha e Zornberg (2017), cujas deformações em reforços de geotêxteis não tecidos foram relacionadas à infiltração devido aos eventos simulados de chuvas em protótipos de muros reforçados com geotêxteis não tecidos, e os estudos numéricos de Thuo et al. (2015), Bhattacharjee e Viswanadham (2015), Albino et al (2019). No entanto, nenhum dos modelos numéricos contemplam o efeito da deformação nos reforços durante o processo de infiltração, nem as variações na tensão de tração, aspecto observado nesta pesquisa. Assim, o presente trabalho busca avaliar o comportamento hidráulico e mecânico na interface solo-geossintético na real condição de trabalho da estrutura, utilizando diferentes solos e geossintéticos.

Para este fim, foi desenvolvido um equipamento de grande porte, denominado *Load-transfer Soil to Geosynthetic System* (LSGS). Projetado para simular os mecanismos reais de atuação de uma camada reforçada e com dimensões suficientes para avaliações com diferentes condições de contorno, o equipamento proporciona a mobilização de tensões de tração, sob condições simultâneas de sobrecarga e umedecimento. Importante destacar que neste trabalho, o comportamento hidráulico em interfaces solo-geossintético foi avaliado na real condição de trabalho do reforço, ou seja, sob tração. Esta é uma condição que poucos trabalhos exploraram na literatura técnica, porém bastante significativa por alterar as propriedades resistivas dos reforços em ESR, principalmente em geotêxteis não tecidos.

1.1 OBJETIVOS

O presente estudo se divide em dois objetivos principais. O primeiro consiste na avaliação do comportamento de reforços geossintéticos em condições operacionais em termos de tração confinada e deformações, através do equipamento específico desenvolvido para a mobilização indireta da tração pelo reforço geossintético em uma camada reforçada. O segundo objetivo visa identificar o processo de umedecimento de água no solo de aterro e seus respectivos efeitos na força de tração mobilizada e deformações no reforço. Em resumo, o estudo visa verificar o comportamento de tração confinada em condições operacionais (com vistas ao comportamento tensão-deformação) de reforços geossintéticos em estruturas de solos finos reforçados sob efeito de umedecimento por precipitação. Especificamente, os seguintes objetivos foram almejados:

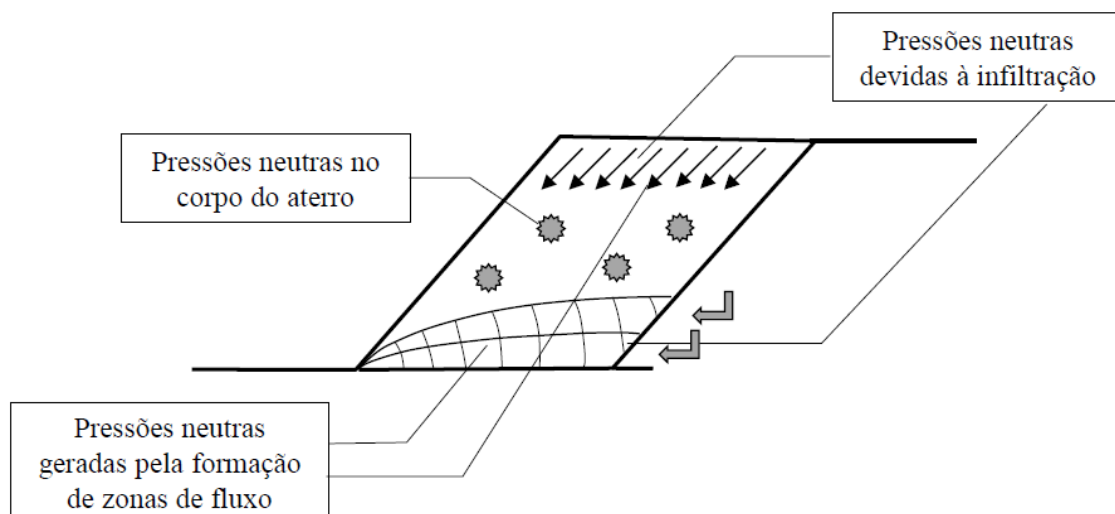
- Validar o funcionamento do equipamento de tração confinada indireta desenvolvido (LSGS);
- Avaliar o comportamento da tração e deformações sob condição confinada em diferentes geossintéticos e solo fino sob condições operacionais;
- Avaliar o incremento de esforços de tração mobilizados e deformações em diferentes reforços geossintéticos durante o processo de infiltração do solo de aterro devido ao efeito de chuva;
- Captar o processo de infiltração na interface solo-geossintético e seus efeitos, incluindo a possível formação de uma barreira capilar em interface solo fino-geotêxtil não tecido.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 EFEITO HIDRÁULICO NA INTERFACE SOLO-GEOSSINTÉTICO

A presença de água no interior de estruturas de solo reforçado pode além do estipulado em projeto comprometer seu comportamento e desempenho. Christopher et al. (1998) estabelecem três prováveis condições adversas do avanço da frente de umedecimento no interior da estrutura, as quais podem resultar no desenvolvimento de pressões neutras positivas: processo de construção e compactação; infiltração da água da chuva; e formação de zonas de fluxo preferencial no interior de estrutura. Estas condições são exemplificadas na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Possíveis condições do avanço da frente de umedecimento em estruturas de solos finos.



Fonte: Zornberg e Mitchell (1994).

A remediação do fenômeno é efetuada com a adoção de técnicas adequadas de drenagem, com o uso de reforços permeáveis atuando no sentido de dissipação do excesso de pressões, tornando a função drenante do geossintético essencial ao funcionamento adequado da composição solo-geossintético (CHRISTOPHER et al., 1998; IRYO e ROWE, 2005; RAISINGHANI e VISWANADHAM, 2010, PORTELINHA et al., 2013). Diretrizes de projetos para estruturas de solos finos utilizando reforços permeáveis, como geotêxteis não tecidos, baseiam-se na premissa que o reforço seja suficientemente transmissível para conduzir a água para fora do maciço, sem desenvolver pressões neutras críticas ao longo da interface solo-reforço (CHRISTOPHER et al.,

1998). A capacidade de drenagem de reforços não tecidos, como apontam Portelinha (2012) e Bhattacharjee e Viswanadham (2015), é uma das principais propriedades na escolha deste material como reforço de estruturas em solos finos. Em condições críticas de carregamento e saturação do solo, a função de drenagem passa a compor a principal função no comportamento estrutural. A seguir são discutidas as propriedades hidráulicas sob condições de não saturação.

A compreensão das características hidráulicas e mecânicas não saturadas de geossintéticos, materiais de aterro e interfaces solo-reforço é de extrema importância, uma vez que o comportamento e desempenho de estruturas de solo reforçado sofre significativa influência destes mecanismos. Por esse motivo, a avaliação das pressões neutras dentro de uma massa de solo não saturada, negativas e positivas, estão presentes em muitas pesquisas (IRYO e ROWE, 2005; ZORNBERG et al., 2010; BOUAZZA et al., 2013; THUO et al., 2015; VAHEDIFARD et al., 2016, PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

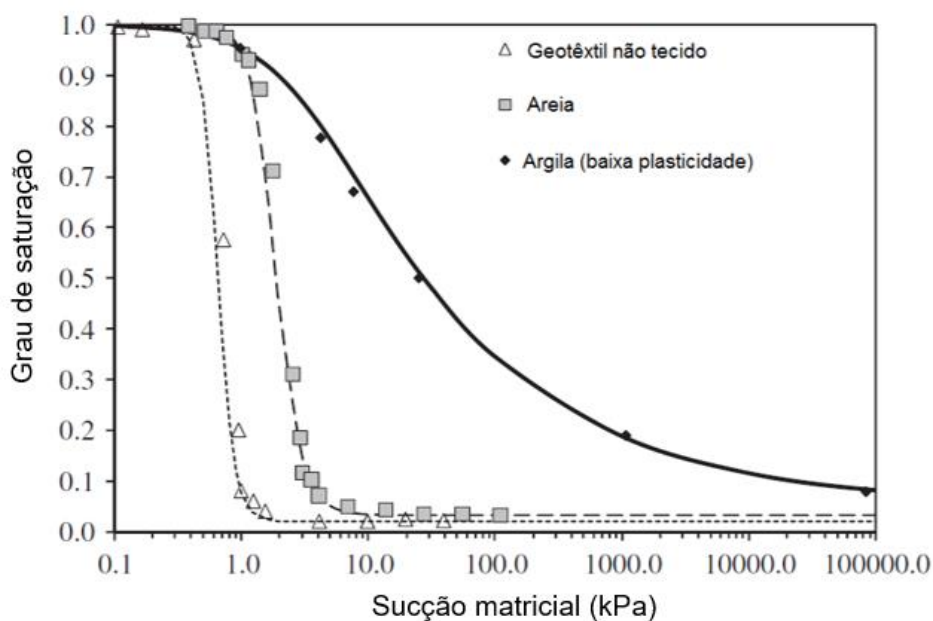
As propriedades índices que demonstram as correlações entre solo e água são o teor de umidade gravimétrico e o teor de umidade volumétrico. O teor de umidade volumétrico é tipicamente utilizado para quantificar mudanças no armazenamento de água nos vazios de solo, sendo este o mais utilizado. Nestas situações, o teor de umidade gravimétrico e o índice de vazios são utilizados conjuntamente, dado que a massa de sólidos não se altera com o fluxo de água nos vazios do solo (ZORNBERG et al., 2010; PORTELINHA, 2012).

As tensões de absorção e de capilaridade do solo, aprisionam a água nos vazios existentes em solos não saturados (OLSON e LANGFELDER, 1965). A diferença entre a pressão de ar e a pressão de água nos poros existentes no solo geram meniscos individuais entre as partículas, promovendo uma atração partícula-partícula chamada de sucção matricial, cuja a unidade de medida é em termos de pressão (kPa). Em aplicações práticas, a relação entre o teor de umidade (ou grau de saturação) e a sucção matricial é referida como curva de retenção de água $\theta(\psi)$, que fornece os pares de valores correspondentes entre ambos os parâmetros (ZORNBERG et al., 2010). É interessante frisar que ensaios em meios não saturados com controle de sucção geram resultados mais claros sobre a interação solo-reforço, principalmente referente a resistência e performance (HATAMI e ESMALI, 2015).

Bouazza et al. (2013) apontam que materiais granulares e porosos, como areias e geotêxteis, apresentam uma curva de retenção altamente não linear, entretanto materiais mais finos, como siltes e argilas, apresentam uma curva mais gradual e uniforme. A diferença no comportamento entre os materiais se deve a densidade, distribuição, estrutura e tamanho dos poros, assim como a mineralogia e tipo de material polimérico empregado. As curvas de retenção podem ser obtidas através de processos de umedecimento ou secagem. No processo de secagem de um material saturado confinado em solo, a sucção matricial aumenta, no entanto, a água não flui até um determinado valor de sucção ser atingido. Este valor, denominado valor de entrada de ar, permite a entrada de ar no material e corresponde a sucção de equilíbrio a qual possibilita o fluxo de água.

Após atingir este ponto, o teor de umidade reduz a uma medida aproximadamente constante, mesmo com o aumento da sucção, valor este também conhecido como teor de umidade residual (BOUAZZA et al., 2006; ZORNBERG et al., 2010). A Figura 2.2 a seguir ilustra curvas de retenção para diferentes materiais.

Figura 2.2 - Curvas de retenção de um geotêxtil não tecido, areia e argila com baixa plasticidade.



Fonte: adaptado de Bouazza et al. (2013).

A capacidade de armazenamento de água por unidade de área é uma propriedade muito útil na avaliação dos parâmetros de acúmulo hidráulico no solo. Essa capacidade pode ser estipulada multiplicando-se o teor de umidade volumétrico, para uma dada sucção, pela espessura da camada de solo. Um segundo parâmetro de armazenamento de água, já citado anteriormente, é o teor de umidade do solo. Este parâmetro depende da curva de retenção de água no material, possuindo um limite mínimo de armazenamento conhecido como teor de umidade residual limite, e um máximo correspondente a porosidade (BOUAZZA et al., 2006; ZORNBERG et al., 2010; PORTELINHA, 2012; BOUAZZA et al., 2013).

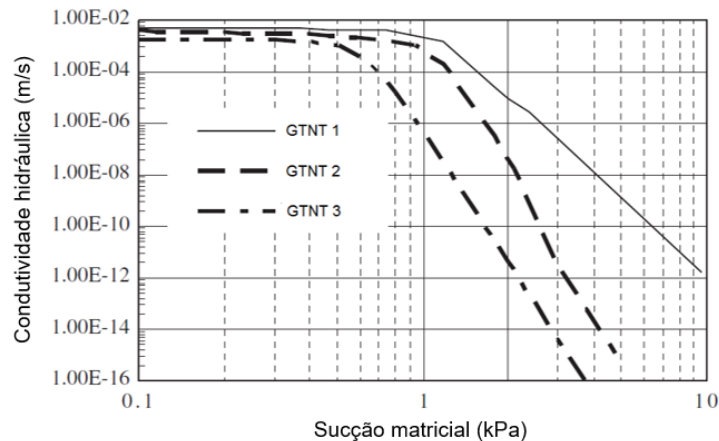
Entender o desenvolvimento do fluxo de água em materiais porosos empregados geotecnicaamente é fundamental. Como explica Zornberg et al. (2010), a condutividade hidráulica de materiais não saturados empregados em solos não permanece constante com a mudança de umidade do mesmo, ao contrário, decai significativamente com a redução do grau de saturação do solo ao entorno. Em outras palavras, a condutividade hidráulica sob condições não saturadas varia de acordo com os níveis de sucção do solo (ZORNBERG et al., 2010).

Zornberg et al. (2010) estabelecem esta relação pela função de condutividade hidráulica $K(\psi)$, ou funções-K. Em solos saturados, a condutividade hidráulica é conhecida como condutividade

hidráulica saturada (K_{sat}) e corresponde a condição com o mínimo de impedimento à passagem de água através do material. Com o decréscimo da saturação, solos finos podem apresentar condutividade hidráulica superior a materiais granulares (areia e geotêxteis). Uma explicação deve-se ao fato de que materiais finos podem reter maiores quantidades de água em seus poros, mesmo quando a saturação do solo se encontra em baixos valores (BOUAZZA et al., 2013). Métodos convencionais para a obtenção das funções-K são caros, dependem tempo e estão sujeitos aos erros de procedimento existentes. Por isso, geralmente a funções-K são obtidas através de derivações teóricas baseadas nas curvas de retenção, especialmente utilizando-se o método Genutchen-Mualem, proposto por van Genutchen (1980).

Um ponto de interesse nas funções de condutividade hidráulica são os trechos bem definidos onde com apenas uma pequena variação na sucção matricial, geralmente valores positivos bem próximos de zero, a condutividade decai rapidamente, indicando que geotêxteis são capazes de drenar água mesmo em condições de sucção baixas. A condição de saturação parcial de geotêxteis sob sucção de valores reduzidos possui importantes implicações no comportamento hidráulico de meio não saturados, como exemplo, formação de barreiras capilares (BOUAZZA et al., 2013). A Figura 2.3 ilustra o comportamento da condutividade hidráulica em diferentes geotêxteis.

Figura 2.3 - Condutividade hidráulica em geotêxteis não tecidos com diferentes porosidades.



Fonte: adaptado de Bouazza et al. (2013).

O desenvolvimento de barreiras capilares foi avaliado por diversos autores (IRYO e ROWE, 2005; MCCARTNEY et al., 2008; ZORNBERG et al., 2010; BOUAZZA et al., 2013; THUO e YANG, 2014; PORTELINHA e ZORNERG, 2017, LIMA et al., 2017). O desenvolvimento de barreiras capilares quando geotêxteis não tecidos são utilizados em solos coesivos não saturados é descrito por Zornberg et al. (2010). Os autores explicam que barreiras capilares ocorrem em condições não saturadas devido a condutividade hidráulica de geotêxteis não tecidos serem tipicamente menores do que a do solo presente no contorno. Este evento resulta em um adicional armazenamento de

umidade na interface de solo–geossintético, até o limite no qual a sucção chegue em um determinado valor conhecido como a sucção de "avanço".

A barreira capilar pode ocorrer na interface entre materiais finos não saturados e materiais granulares (solos granulares ou geotêxteis porosos), onde os finos proporcionam pequenos vazios interparticulares e os granulares vazios maiores (ZORNBERG et al., 2010). Este comportamento foi inicialmente observado por Kisch (1959) e posteriormente avaliado na interface de solos com reforços não tecidos por outros autores (STORMONT, 1995; STORMONT e MORRIS, 1998; IRYO e ROWE, 2004; BOUAZZA et al., 2006; ZORNBERG et al., 2010). Portelinha (2012) explica que macroscopicamente, a barreira capilar previne que uma determinada quantidade de água percole do solo fino para o material granular ou reforço drenante, até que uma sucção crítica próxima de zero (saturação do solo) seja atingida. Neste ponto, a água é capaz de migrar dos poros menores do solo para os maiores presentes no geotêxtil, o que é conhecido como “quebra da capilaridade”. Nos reforços drenantes, como os geotêxteis não tecidos, o armazenamento de água ocorre até determinada pressão neutra, a qual promoverá a saturação do reforço e a quebra da barreira capilar é então caracterizada. O conceito de barreira capilar é baseado na continuidade da sucção ao longo de um suposto perfil de solo, mesmo na interface entre diferentes materiais geotécnicos.

Diversos pesquisadores (STORMONT e MORRIS, 1998; KHIRE et al., 2000; IRYO e ROWE, 2004; MCCARTNEY e ZORNBERG, 2010; THUO et al., 2015) verificaram que a barreira capilar aumenta a capacidade de armazenamento de água dos solos. A formação de barreiras capilares resulta no armazenamento de água acima da linha do reforço e levava ao atraso da frente de infiltração em comparação com a infiltração que ocorreria sem a presença dos reforços no maciço (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017). Zornberg et al. (2010) apontam que a quebra da barreira capilar corresponde ao valor para o qual, tanto o geotêxtil como o solo de aterro, possuem o mesmo valor de condutividade hidráulica para um dado valor de sucção de interface.

Iryo e Rowe (2004) abordaram a relação entre o desenvolvimento de pressões neutras com a taxa de infiltração e as condutividades saturadas do solo ($K_{sat,solo}$) e de geotêxteis não tecidos ($K_{sat,geotêxtil}$). Os autores apontam que quando $K_{sat,geotêxtil}$ for menor que $K_{sat,solo}$, ambos os materiais estão próximos da condição saturada após a quebra da barreira capilar e pressões neutras positivas acima do nível do reforço podem ser encontradas desde que a taxa de infiltração seja mantida constante. Entretanto, quando $K_{sat,geotêxtil}$ for maior que $K_{sat,solo}$, o geotêxtil apresenta uma condutividade maior que o solo em seu contorno, permitindo assim a dissipação das pressões neutras após a quebra da barreira capilar.

Quando se trata de estruturas de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos, onde os reforços cumprem simultaneamente a função de reforço estrutural e drenagem, a barreira capilar torna-se um fenômeno que requer atenção. De fato, os geotêxteis não tecidos só irão drenar a água do interior da estrutura após ambos, solo e reforço, alcançarem determinado valor de sucção na frente de avanço da infiltração. Muitas vezes esse valor só é alcançado em condições em que o solo

está próximo a saturação (PORTELINHA, 2012). Bouazza et al. (2006) reavaliaram o efeito do desenvolvimento da barreira capilar em sistemas com geossintéticos, e apontam que o principal impacto deste efeito em uma camada de solo não saturado é medido pela quantidade de água que não irá infiltrar na camada formadora da barreira hidráulica, até que uma condição crítica de armazenamento de água seja alcançada. Desta maneira, o efeito de uma barreira capilar é observado pelo aumento da armazenagem de água nos níveis em que o fluxo ocorreria normalmente sob o efeito da gravidade (STORMONT e MORRIS, 1998; KHIRE et al., 2000). Com o objetivo de investigar o desenvolvimento de barreiras capilares e a eficiência de camadas de drenagem interna proporcionada por reforços drenantes, Krisdani et al. (2010) construíram em laboratório um modelo de talude em pequena escala. O modelo se constituía de uma camada de areia fina com 0,20 m de espessura (como a camada de material fino) e um geotêxtil não tecido (como a camada de material grosso). Sobre o modelo físico foram simulados diferentes eventos de precipitação, com intensidades e durações previamente estabelecidas. Os autores apontam que os resultados dos testes indicaram que a presença do geossintético levou ao desenvolvimento de uma barreira capilar e impediu a infiltração de água na camada de solo subjacente ao reforço.

Os trabalhos realizados por Public Work Research Institute (PWRI, 1988) e Iryo e Rowe (2005) foram as bases para a pesquisa realizada por Thuo e Yang (2014). Os autores pesquisaram o comportamento de camadas de areia com reforços não tecidos em taludes reforçados compostos por um solo coesivo no desenvolvimento da barreira capilar. Neste estudo, o modelo numérico foi calibrado com os resultados experimentais de uma coluna de argila, referente ao sistema geotêxtil não tecido submetido a infiltração para validar a adequação do modelo. Os resultados indicaram que a inclusão das camadas de areia reduziu o desenvolvimento da barreira capilar, atuando como uma zona de transição para o geotêxtil não tecido. Ainda, as camadas de areia atuaram como drenos adicionais e, posteriormente, melhoraram o fator de segurança do talude.

Com o intuito de avaliar o comportamento de muros reforçados com geossintéticos sob condições de chuva, Portelinha e Zornberg (2017) construíram em laboratório uma estrutura de solo reforçada com geotêxtil não tecido em escala real. A simulação dos eventos de chuva foi realizada com um sistema de irrigação e os testes foram conduzidos sob uma taxa de irrigação constante associada a uma sobrecarga de 100 kPa, ambos aplicados no topo da estrutura. A instrumentação utilizada permitiu avaliar o avanço da frente de infiltração, mudanças na sucção matricial, drenagem interna, deformações internas, descolamentos da face, assim como o desenvolvimento e quebra da barreira capilar. Dado que o material de aterro utilizado foi um solo coesivo, um geotêxtil não tecido foi selecionado como inclusão pois fornece não só reforço, mas também drenagem interna para a estrutura. A avaliação do desenvolvimento e quebras capilares na interface solo-geotêxtil foi o principal ponto do trabalho dos autores. Os resultados encontrados mostraram a formação da barreira capilar na interface solo-geossintético, o que gerou um atraso na frente de infiltração em 4 dias por camada de reforço. Inicialmente, as camadas de geotêxtil não tecido cumpriram apenas a função de

reforço, porém, após a quebra da barreira capilar, os reforços passaram a exercer a função de drenos internos, chegando a drenar 25% do volume total de água infiltrada. Apesar de pressões neutras positivas não terem sido registrados, o monitoramento do avanço da frente de infiltração indicou mudanças nos deslocamentos internos e da face do muro. A frente de infiltração mostrou se correlacionar diretamente com os picos de deformação encontrados nos reforços, bem como os deslocamentos máximos da face. As tensões no reforço e deslocamentos de face alteraram mais significativamente com a redução da sucção até determinado valor de (45 kPa) a partir do qual a taxa de decréscimo cessou. Comportamento semelhante foi observado quando o Fator de Segurança foi relacionado com a média de sucção.

A avaliação do efeito hidráulico sobre o desempenho geral da estrutura incluiu também as quebras capilares resultantes do armazenamento de água acima dos níveis dos reforços, que levaram posteriormente ao atraso da frente de infiltração em comparação com a infiltração a qual ocorreria sem a presença dos reforços. Embora o desenvolvimento de pressões neutras positivas não tenha sido evidenciado pelas instrumentações durante os testes, Portelinha e Zornberg (2017) indicam que a frente de infiltração foi afetada pelo desempenho dos reforços por serem drenantes. Em específico, a infiltração aumentou as tensões no reforço e os deslocamentos decorrentes, assim como a progressiva perda de sucção do material de aterro.

Em estruturas geotécnicas, as condições não saturadas ou parcialmente saturadas dos solos são comuns devido aos ciclos de umedecimento e secagem impostos pelas condições climáticas no campo. Nestas condições, o comportamento mecânico e hidráulico dos solos e reforços ficam dependentes do nível de sucção existente no campo. Claramente, a condição não saturada do solo é favorável em termos de resistência de interface e tração mobilizada, muito embora de difícil consideração em projetos (KHOURY et al., 2010; PORTELINHA et al., 2013, ESMAILI et al., 2014; FERREIRA et al., 2015; HATAMI e ESMAILI, 2015).

Para a obtenção dos parâmetros de resistência de interface, normalmente são empregados ensaios de arrancamento (ASTM D6706) e testes de interface (ASTM D5321). No entanto, estes ensaios não avaliam a influência da sucção matricial em condições não saturadas e a variações decorrentes de alterações no teor de umidade volumétrica no interior da estrutura, como aponta Hatami e Esmaili (2015). Os autores também apontam que poucas pesquisas buscam quantificar a relação da variação sucção matricial e resistência de interface solo-reforço em solos com porcentagens significativas de finos (ZORNBERG e KANG, 2005; YOO et al., 2007; CLANCY e NAUGHTON, 2011; KHOURY et al., 2011). Através de ensaios de arrancamento em pequena escala e testes de interface com geotêxtil tecido e três diferentes solos finos (porcentagem de finos maior que 15%), Hatami e Esmaili (2015) determinaram um fator de redução de umidade [$FRU = \mu(w)$] o qual correlaciona a variação de umidade no solo, e sua respectiva mudança na sucção matricial, com a perda de resistência na interface. Os resultados mostram que a resistência na interface sofreu uma redução de 50% quando avaliada em uma umidade pouco maior que 2% em relação teor de umidade

ótima da curva de Proctor. O valor encontrado foi comparado com a umidade 2% menor em relação ao ponto de otimização, uma vez que este valor representa a umidade normalmente utilizada no processo de compactação do solo em obras de estruturas reforçadas.

2.2 ESTUDOS SOBRE O EFEITO DO UMEDECIMENTO NA ESTABILIDADE E COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Como descrito anteriormente o Brasil não possui, até o presente momento, especificações normativas nacionais referente a estruturas de solo reforçados, e em diversos projetos emprega-se recomendações técnicas de outros países. Em geral, o uso de solos finos em estruturas de solo reforçado é desaconselhado por instituições normativas desde o início do desenvolvimento desta técnica construtiva, decorrente do material de aterro não ser drenante e possibilitar o desenvolvimento de pressões neutras (FHWA, 2009; BS 8006, 2010; AASHTO, 2014). Dessa maneira, seguidas as especificações, em muitos locais, estruturas de solos reforçados tornam-se inviáveis pela falta de material específico visado em projeto próximo ao local de construção (PATIAS, 2005).

Sob o aspecto mecânico, Benjamim (2006) aponta que um solo adequado para a construção de aterros não reforçados também será satisfatório para aterros reforçados. Segundo o autor, a prática da engenharia no Brasil mostra que, com os devidos cuidados sobre drenagem e compactação do material de aterro, as estruturas de solo reforçado com solos finos podem apresentar um comportamento igual ou superior comparado com os muros construídos com solos puramente granulares. Neste contexto, diversos estudos mostram que o desempenho de estruturas compostas por solos finos e geotêxteis drenantes é satisfatório, ainda que submetidas a ciclos de chuva (CARVALHO et al., 1986; TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; WAYNE et al., 1996; BENJAMIN et al., 2007; PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

A literatura técnica relata divergências entre o comportamento previsto em métodos atuais de projetos e estruturas de solos reforçados reais monitoradas, evidenciando-se assim a necessidade de um melhor entendimento sobre tais estruturas. Vários fatores contribuem para esta divergência, entre eles a contribuição da sucção matricial na resistência do solo de aterro, o aumento da rigidez do conjunto reforçado sobre condições de confinamento e a contribuição do arqueamento no aumento da estabilidade da estrutura (WU, 1992). Para avançar com os métodos de projeto, novos ensaios, equipamentos e protótipos são fundamentais.

Devido às dificuldades técnicas na reprodução de procedimentos construtivos ao utilizar testes em escalas reduzidas e simulações numéricas, Benjamin et al. (2007) indicam que testes em escalas maiores forneceram resultados valiosos. Desta maneira, a construção e monitoramento de modelos físicos de estruturas de solo reforçados são de grande importância. Os autores realizaram o

monitoramento em campo de oito protótipos de estruturas de solo reforçadas com geotêxtil com face envelopada como parte de uma pesquisa abrangente com o objetivo de analisar o desempenho das estruturas. Foram utilizados três solos diferentes de origem tropical, dois coesivos e um granular, sendo eles uma argila de baixa plasticidade (CL), um silte arenoso (SM) e uma areia mal graduada (SP). As paredes reforçadas que confinam o solo lateralmente foram feitas de madeiras, com dimensões de 4,0 m de largura e 4,0 m de altura. As paredes tinham um comprimento total de 10,0 metros, de modo que o comprimento total de cada muro (incluindo uma zona não reforçada) era de 5,00 metros.

Os resultados encontrados por Benjamin et al. (2007) demonstram que os deslocamentos laterais na face da parede foram pequenos, entretanto, aumentaram ao longo do tempo, principalmente quando associados com eventos de precipitação ocorridos durante o período de chuvas, evidenciando possíveis deformações decorrentes do processo de infiltração. O valor e a localização da deformação máxima em cada camada de reforço foram estipulados através de curvas sigmoidais, as quais se mostraram muito úteis para ajustar os resultados de deslocamento internos nos geotêxteis. Ainda, os autores descrevem que as maiores deformações horizontais ocorreram em pontos próximos da face, localizada no meio da altura do protótipo. Observou-se também que a tensão de reforço máxima prevista pelo método de *K-stiffness* se equivale com os valores de tensão de reforço obtidos a partir dos resultados da monitoração do modelo físico.

Modelos físicos de aterros reforçados em pequena escala foram testados por Garcia et al. (2007). Os modelos de aterro reforçado foram construídos usando diferentes geossintéticos permeáveis (geotêxteis não tecidos, geocompósitos tecidos/não tecidos e tiras de geotêxteis não tecidos). Os valores de pressão neutra, negativos e positivos, e o teor de umidade volumétrico foram monitorados enquanto os aterros foram submetidos a ciclos de umedecimento e secagem. Os resultados mostraram que os geossintéticos inseridos no solo apresentavam capacidades drenantes somente quando as pressões neutras se encontravam em valores próximos ou maiores que zero. A ruptura local existente durante o processo de umedecimento foi relatada quando pressões neutras positivas foram observadas, desenvolvidas acima da interface solo-reforço. Os autores descrevem que nos modelos físicos onde tiras de geotêxteis não tecidos foram utilizados, a barreira capilar não formou e a água não se acumulou sobre a interface solo-geotêxtil, demonstrando a maior capacidade drenante de tal reforço. Tais tiras de geotêxtil foram utilizadas para evitar o desenvolvimento de barreiras capilares e permitir a drenagem de água para o interior do material de aterro.

O avanço da frente de umedecimento no comportamento de estruturas de solo coesivos reforçado foi avaliado por Portelinha e Zornberg, (2017). Os autores construíram em laboratório quatro protótipos de muros reforçados utilizando um solo laterítico localizado na cidade de São Carlos (estado de São Paulo). Como reforços foram utilizados geotêxteis não tecido, inclusos no solo confinado em caixa metálica com dimensões específicas para o protótipo estudado, e precipitações foram realizadas com o intuito de se simular intensidades de chuvas que ocorrem em climas

tropicais. Foi constatada a formação e posterior quebra da barreira capilar, resultando na perda de sucção do solo, maiores deslocamentos de face e deformações internas. Como avaliação geral, os reforços passaram a exercer a função de drenagem quando a pressão neutra foi igual ou maior que zero, não prejudicando o desempenho geral da estrutura.

O monitoramento de obras como muros e maciços de solos reforçados é de vital importância para a completa compreensão do funcionamento das estruturas. Além das análises das tensões e deformações, os casos de rupturas ou deformações excessivas nas estruturas são de grande valia, e estão bem relatados na literatura técnica (BODEN et al., 1978; MURRAY e BODEN, 1979; SCOTT et al., 1987; DELMAS et al., 1988; NAKAMURA et al., 1988; SEGO et al., 1990; BERGADO et al., 1991; BURWASH e FROST, 1991; KOERNER e SOONG, 2001; YOO e JUNG, 2006), sendo a grande maioria associada à infiltração de água no interior do corpo do aterro de solos de finos.

O trabalho realizado por Koerner e Soong (2001) avaliou 26 estruturas de solo reforçados com geogrelhas ou geotêxteis presentes na literatura técnica as quais sofreram deformações excessivas ou rupturas. Na maioria dos casos de rupturas, os períodos de chuva alteraram as características do solo de aterro, prejudicando o comportamento da estrutura. Segundo os autores, o uso de reforços mais rígidos e resistentes, não necessariamente soluciona o problema, já que pode haver o acúmulo de pressões da água na zona reforçada, influenciando a resistência de interface. Geralmente, a infiltração da água de chuva altera a sucção matricial do solo e permite o desenvolvimento de pressões neutras positivas. Desta forma o empuxo lateral na estrutura aumenta, fazendo com que a força e a posição de tração requerida nos reforços sejam alteradas, reduzindo o atrito e adesão entre solo e a inclusão. Consequentemente, a resistência na interface solo-reforço diminui, levando a deformações excessivas (LI et al., 2002). Na maioria dos problemas apresentados em obra, a baixa permeabilidade dos solos de aterro e a redução na sucção matricial se mostram os principais pontos críticos que levam a ruptura (KRAHN et al., 1989; LI et al., 2002; SCARBOROUGH, 2005; YOO e JUNG, 2006).

O aterro existente para suportar uma ferrovia na cidade de Notch Hill – Inglaterra, sofreu uma ruptura em ambos os taludes laterais após muito anos de sua construção. O aterro composto por um solo siltoso e com taludes de 1,5 H:1 V, altura variando de 2,00 a 10,00 metros, e constituiu um claro caso real onde a influência do umedecimento em obras geotécnicas afetou o comportamento da estrutura. A ruptura ocorreu devido ao aumento do teor de umidade no interior do maciço e na fundação do aterro, fato comprovado por ensaios triaxiais e monitoramento da pressão neutra no interior do aterro (KRAHN et al., 1989). Leituras de piezômetros mostraram que por muito tempo as pressões da água negativas foram relativamente altas, mas no momento da ruptura estes valores diminuíram notoriamente. O aterro permaneceu estável inicialmente com a infiltração de água devido à sucção do solo, porém, com o passar do tempo, o solo perdeu parte significativa da parcela coesiva resistiva, reduzindo assim sua resistência e comprometendo a estabilidade da estrutura.

Um caso de ruptura de um muro reforçado com geogrelha na província de Chung-Nam, na Coreia do Sul, é descrito por Yoo e Jung (2006). A estrutura de solo reforçado era composta em um muro de 7,40 metros de altura, constituída por um solo residual de granito com 30% de material passante na peneira #200, classificado como SC. O reforço utilizado consistiu em geogrelhas com resistência à tração na ruptura de 60 kN/m. No projeto inicial, foram utilizados de parâmetros de resistência de ensaios triaxiais CU, cuja coesão foi de 13 kPa e o ângulo de atrito de 22°. Os autores ainda descrevem que durante o mês de junho e julho de 2003 foram registradas chuvas de 155 mm/dia, resultando num total de 580 mm no final do mês de julho. Em 2003, três meses após o término da construção, a estrutura entrou em colapso movimentando mais 1200 m³ de solo, tornando-se a maior ruptura já ocorrida na Coreia do Sul. Ensaio de permeabilidade saturada do solo resultaram em coeficiente de condutividade hidráulica de $5,0 \times 10^{-7}$ m/s e para as análises pós ruptura, utilizaram-se dos mesmos parâmetros utilizados no projeto, além do parâmetro ϕ^b do solo não saturado de 15°, o que possibilitou a avaliação do efeito da infiltração da água de chuva no maciço. Os autores realizaram diferentes análises numéricas de infiltração e pressões neutras no interior do maciço com o tempo, bem como análise de equilíbrio limite da estrutura. As análises de estabilidade obtidas pelos autores mostraram que depois de 40 dias, fatores de segurança menores que 1,00 foram obtidos, nas mesmas condições em que as pressões neutras foram próximas de zero, resultando assim na ruptura do muro.

Através de simulações em elementos finitos, Iryo e Rowe (2005) analisaram o comportamento hidráulico de geossintéticos permeáveis em aterros de solo granulares não saturados submetidos à infiltração. Os aterros construídos e monitorados pela instituição Public Works Research Institute of Japan (PWRI), em 1988, com o intuito de avaliar o comportamento da infiltração em estruturas de solo reforçadas com geossintéticos permeáveis, serviram como base da pesquisa. Quando as pressões neutras do solo foram negativas, o estudo mostrou que os geotêxteis não tecidos atrasaram a infiltração da água, enquanto ao mesmo tempo ocorria drenagem em situações em que as pressões neutras foram positivas. Os pesquisadores também descobriram que os geotêxteis não tecidos só atuaram como drenos internos após o solo atingir determinado nível de sucção e que a drenagem pode ser melhorada ao instalar o reforço inclinado, possibilitando assim um melhor fluxo para fora do aterro.

Com base no trabalho de Rahardjo et al. (2010) sobre estabilidades de taludes sujeitos a diferentes intensidades de precipitações, um estudo com elementos finitos realizado por Bhattacharjee e Viswanadham (2015) mostrou que o uso de camadas híbridas-geossintéticas, (material de dupla função que fornece drenagem e reforço) é efetivo para reduzir a excessiva pressão neutra nos poros. O estudo simulou a utilização de um geotêxtil não tecido, uma geogrelha e uma combinação de ambos em um solo silto-arenoso. Além disso, verificou-se que a estabilidade global de um talude reforçado com híbrido-geossintéticos aumentou consideravelmente, enquanto os valores de deformação foram significativamente menores para o talude reforçado em comparação com o não

reforçado. Vale frisar que a formação de barreiras capilares em simulações empregando geotêxtil não tecido não foram avaliadas no trabalho, fenômeno que pode alterar os resultados finais consideravelmente.

Yang et al. (2018) modelaram numericamente a frente de infiltração, resposta hidráulica e estabilidade de taludes reforçados sujeitos às precipitações. O estudo realizado considerou diferentes aterros (areia, silte e argila siltosa), tipos de reforço (geogrelha e geotêxtil não tecido) e intensidades de chuva (350 e 500 mm/dia). Além do geossintéticos, colchões de areia com espessuras distintas, presentes no entorno do geotêxtil não tecido também foram avaliados. Para a modelagem, os autores utilizaram as curvas de retenção dos solos e do geotêxtil não tecido, representando a sucção com o teor de umidade volumétrico e as respectivas condutividades hidráulicas. Os resultados dos aterros compostos por argila referentes a estabilidade local e global indicam que a formação de barreiras capilares na interface solo-reforço afetou sensivelmente os fatores de segurança, principalmente devido à perda de sucção matricial. Mesmo com uma alta estabilidade inicial devido a sucção, à medida que a frente de infiltração avança para o interior do maciço, os valores decaem consideravelmente. Sobre a tração requerida nos reforços, os aterros compostos por areia foram cerca de 4 vezes maiores do que os compostos por silte e argila, quando avaliados para um fator de segurança de 1,3. Os autores ainda mostram resultados numéricos que indicaram que camadas de colchões de areia entre o solo de aterro e o reforço fornecem funções de resistência e drenagem, podendo efetivamente aumentar a estabilidade da estrutura. Uma espessura ótima de 150 mm, substituindo 20% do material de aterro com areia, foi determinada.

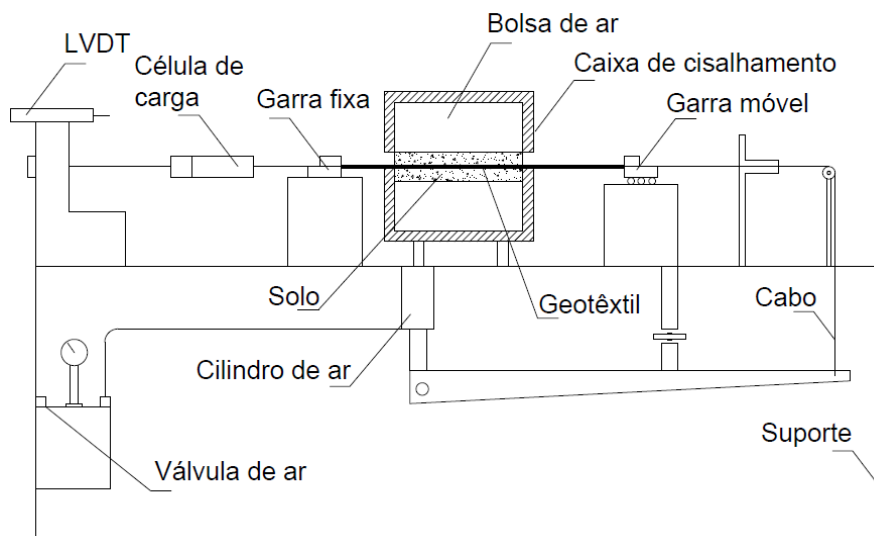
2.3 EQUIPAMENTOS PARA OBTENÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS DE REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS

A interação solo-geossintéticos pode ser caracterizada pelos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento, diferentes entre si devido à maneira pela qual os esforços são aplicados ao conjunto. No entanto, pesquisadores desenvolveram dispositivos alternativos a estes, como tentativas de criar novos tipos de ensaio que representassem esta interação, gerando resultados relevantes em relação ao comportamento dos reforços em solo. No tocante a ensaios que simulam o comportamento de estruturas de solo reforçados com geossintéticos podem ser encontrados equipamentos onde a carga de tração é aplicada diretamente ao reforço (MCGOWN, 1982; WU e HONG, 1994; LANZ e PALMEIRA, 1994; WON e KIM, 2007; FRANÇA, 2012; BALAKRISHNAN e VISWANADHAM, 2017) e equipamentos com aplicação indireta (WHITTLE et al., 1993; BOYLE 1995, 1996; WU e HELMANY,

1996; HELMANY e SHIH, 1998; COSTA, 2004). A seguir, são apresentados equipamentos projetados para simular os mecanismos existentes em ESR, principalmente referentes à tração no reforço.

Dois abordagens em ensaios de tração confinada podem ser identificadas: ensaios onde a carga de tração é aplicada diretamente ao reforço e ensaios nos quais o solo solicita o geossintético indiretamente. Em ensaios confinados com aplicação de carga direta, o geossintético encontra-se confinado entre duas camadas de solo e uma força externa ao sistema é aplicada diretamente no reforço. Neste procedimento é possível avaliar o comportamento do reforço quando confinado em solo, considerando tanto o efeito da tensão confinante decorrente da tensão vertical aplicada quanto uma possível impregnação das partículas (WU e HONG, 1994; COSTA, 2004; KAMIJI, 2006, BALAKRISHNAN e VISWANADHAM, 2017). A força de tração necessária ao ensaio irá variar de acordo com o tipo de geossintético e com os níveis de tensão confinante, podendo ser aplicada através de pesos mortos, cilindros hidráulicos ou acionada por um motor elétrico. Baseado no equipamento utilizado em ensaios de cisalhamento direto, Wu e Hong (1994) desenvolveram um equipamento de pequenas dimensões (100 x 200 x 200 mm – Altura x Largura x Comprimento) para ensaios de fluência. No conjunto descrito, as tensões confinantes são aplicadas através de câmaras de ar e a aplicação da força de tração no reforço, o qual se encontra confinado em solo, ocorre por meio do uso de um compressor externo. Um esquema do equipamento pode ser encontrado na Figura 2.4.

Figura 2.4 - Esquema geral do equipamento proposto por Wu e Hong (1994).

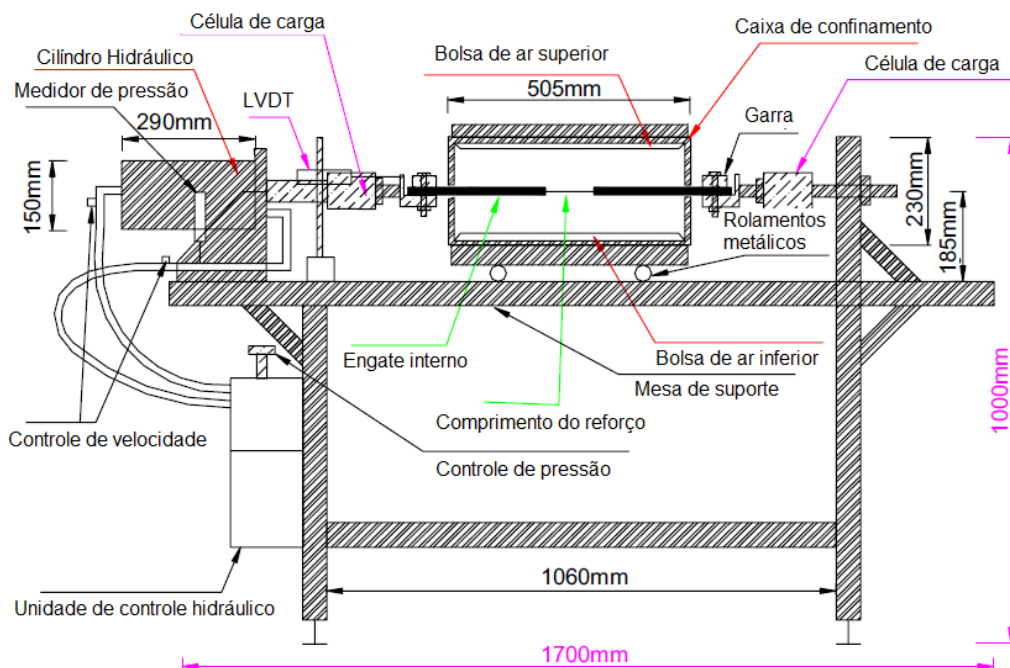


Fonte: adaptado de Wu e Hong, (1994).

Won e Kim (2007) analisaram o comportamento de geossintéticos inclusos em uma estrutura de solo reforçado, principalmente no tocante as deformações internas que ocorrem no interior da estrutura. Os autores propuseram um novo método de medição utilizando-se *strain-gauges* em

geotêxteis não tecido, o qual se mostrou eficiente em comparação com ensaios de tração confinados e medições em estruturas reais. No trabalho, as deformações internas para três tipos de geossintéticos (geogrelha, geotêxteis não tecidos e tecidos), foram medida através de *strain-gauges*, buscando analisar assim a estabilidade de estrutura. Entretanto, a deformação local de geotêxteis não tecido mostrou certa complexidade de medição através de *strain-gauges*, devido a difícil aderência do sistema de medida ao reforço e pelo fato do geotêxtil não tecido ser um meio permeável e com alta taxa de deformação. Os ensaios de tração confinada foram realizados em um equipamento similar ao proposto por Yuan et al. (1998), o qual consiste em uma caixa metálica com medidas de 505 x 500 x 200 mm (comprimento, largura e altura, respectivamente) onde o reforço encontra-se confinado por duas camadas de solo e uma tensão confinante de 70 kPa foi aplicada ao sistema. Após a aplicação da tensão vertical, um cilindro hidráulico efetuou uma força externa diretamente ao reforço, tracionando o mesmo. O sistema desloca-se e as medidas de tração e deslocamentos para o posterior cálculo das deformações são obtidas através de células de carga e um transdutor de deslocamentos do tipo LVDT.

Figura 2.5 - Equipamento desenvolvido por Yuan et al. (1998).

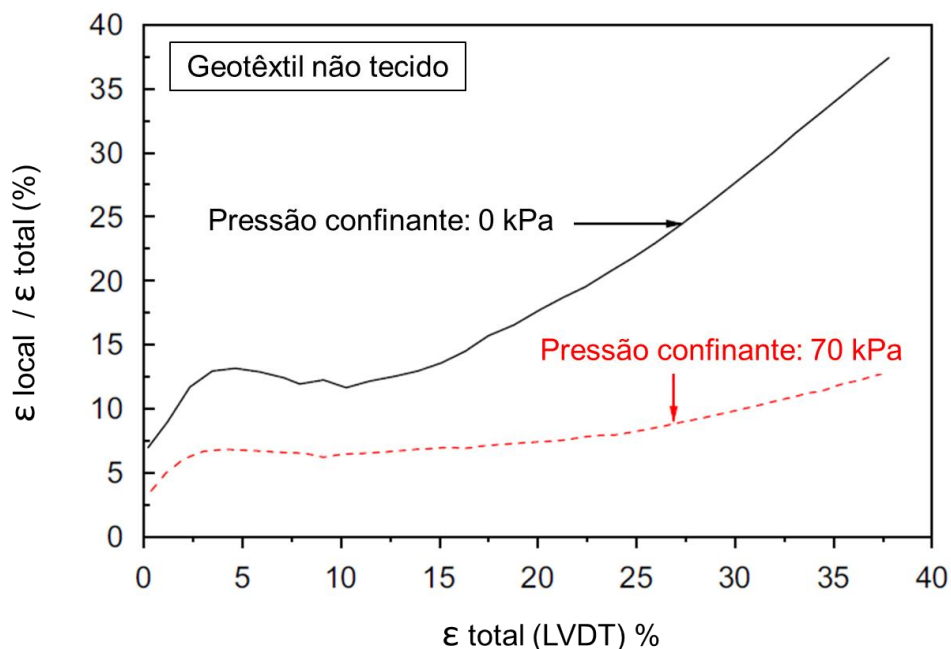


Fonte: Won e Kim, (2007).

Para realizar as comparações desejadas entre os resultados de laboratório e medidas de deformações em estruturas reais, uma estrutura de solo reforçado foi construída utilizando-se os três tipos de geossintéticos estudados. Tal estrutura possui duas seções distintas (Seção I – geotêxtil não tecido e tecido; Seção II – geotêxtil não tecido e geogrelha) e quatro faces, o que permitiu obter as deformações nos diferentes reforços através de *strain-gauges* acoplados nos reforços e localizados

no interior da estrutura. O solo de aterro utilizado foi uma argila com baixa plasticidade (CL), e a altura total da estrutura foi de 5,00 metros. O monitoramento da estrutura reforçada mostrou que reforço do tipo geotêxtil não tecido apresentou uma faixa de deformação maior do que o geotêxtil tecido e a geogrelha. No entanto, os padrões de deformação dos três materiais foram semelhantes aos encontrados nos ensaios confinados. A Figura 2.5 ilustra o equipamento desenvolvido por Yuan et al. (1998), enquanto a Figura 2.6 apresenta a relação entre as deformações locais e totais em ensaios sem e com tensões confinantes, onde as deformações foram menores devido a aplicação da tensão confinante.

Figura 2.6 - Relação entre as deformações local e total em geotêxtil não tecido em ensaios sem e com tensões confinantes.

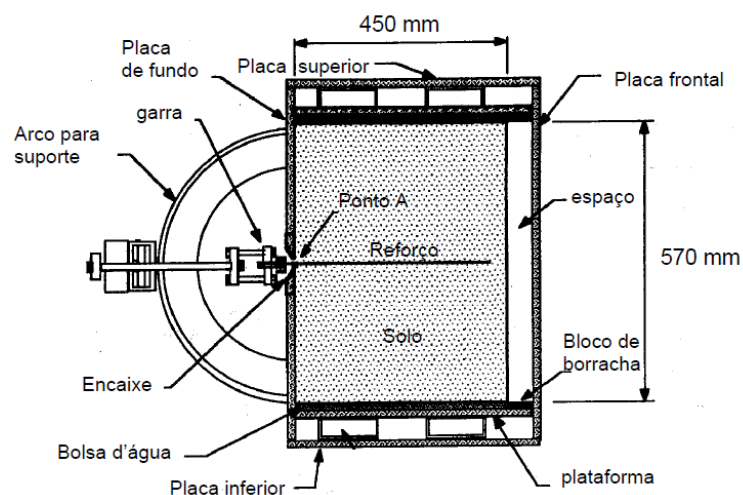


Fonte: Won e Kim, (2007).

O funcionamento de ensaios confinados com tração no reforço aplicada de forma indireta é explicado por Costa (2004). No ensaio, o geossintético encontra-se entre duas camadas de solo, o qual recebe uma carga vertical e, através da interação solo-reforço, o geossintético é solicitado. Vale ressaltar que o processo de solicitação do geossintético é bem mais próximo das condições reais de estruturas de solo reforçado, uma vez que é o solo que solicita o material de reforço. Um dos primeiros equipamentos a simular o confinamento de reforços em solo foi construído por McGown et al. (1982). Este ensaio, que consiste na combinação de ensaios de arrancamento e de tração, auxilia na avaliação do comportamento entre força e deformação no reforço incluso no solo e submetidos a tensões de confinamento. Ensaios de arrancamento também podem ser executados em tal equipamento, desde que a extremidade final do reforço esteja fixada em uma estrutura indeslocável.

Para estimar, de maneira confiável, a tração existente nos reforços em níveis de carga sobre condições de trabalho, Whittle et al. (1993) desenvolveram um aparato, denominado *Automated Plane Strain Reinforcement (APSR)*. O dispositivo mede a tensão máxima de tração que se desenvolve no centro de uma única inclusão planar devido ao cisalhamento do solo confinante. O solo utilizado possui 570 mm de altura, 152 mm de largura, com inclusões variando de 300 a 450 mm de comprimento. Apesar de não terem sido testados geossintéticos, os dados obtidos para uma inclusão metálica de aço confinada em areia demonstram a capacidade do ASPR de prever corretamente o comportamento do reforço. O funcionamento do aparato consiste na aplicação de uma tensão vertical confinante através de bolsas d'água, localizadas na parte superior e inferior, e à medida que a tensão vertical aumenta, o reforço é solicitado. Os deslocamentos e tensões no contorno da massa de solo foram registrados através de transdutores de deslocamento do tipo LVDT e células de tensão. O reforço é fixo por um sistema de garras em uma das extremidades, juntamente com uma célula de carga. As deformações internas no reforço não foram obtidas. A Figura 2.7 apresenta o esquema de funcionamento do equipamento.

Figura 2.7 - Aparato desenvolvido por Whittle et al. (1993).

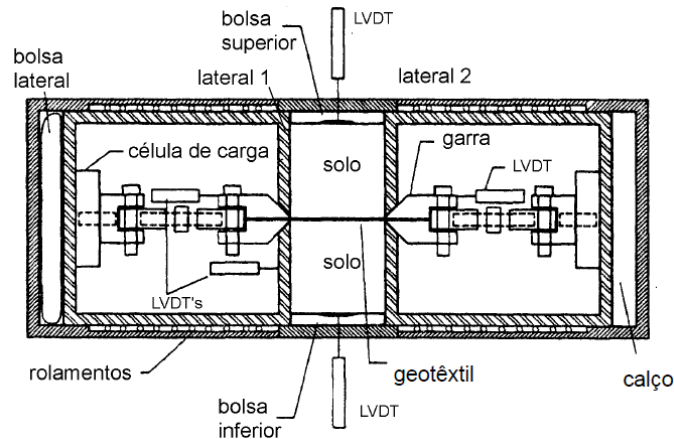


Fonte: adaptado de Whittle et al. (1993).

Desenvolvido por Boyle (1995), o equipamento presente na Figura 2.8 denominado de UCD (*Unit Cell Device*), permite a aplicação de uma tensão vertical através de duas bolsas de ar (base e topo do equipamento). Aplicada a tensão vertical, uma das laterais composta por uma chapada metálica rígida, denominada neste trabalho de lateral 1, pode deslocar-se livremente. A força de tração induzida no reforço e a tensão confinante aplicada pelo sistema garantem a manutenção do estado plano de deformações, assim como o deslocamento lateral do sistema. As leituras de deslocamentos são registradas com transdutores de deslocamento do tipo LVDT e a tração existente no reforço foi avaliada por uma célula de carga. O reforço inserido no equipamento possui dimensões

fixas, com 200 mm de largura e 100 mm de espessura. O equipamento foi desenvolvido para avaliar a deformação do elemento com um aumento da tensão vertical.

Figura 2.8 - Equipamento de tração confinada desenvolvido por Boyle (1995).

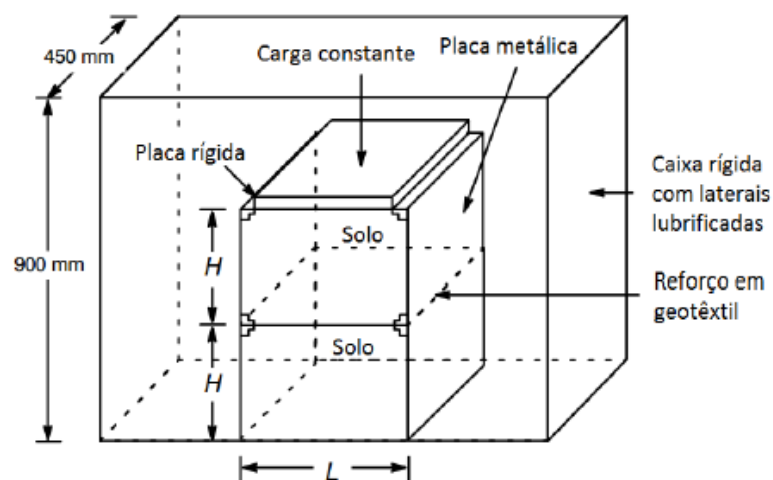


Fonte: Boyle, (1995).

O mesmo equipamento foi utilizado por Boyle et al. (1996) para avaliar o comprimento da amostra, confinamento no solo e a taxa de deformação nas características de resistência medidas em comparação com o teste de tração de faixa larga descrito pela ASTM D 4595. Foram utilizados quatro geotêxteis tecidos (três polipropileno e um poliéster), dois não tecidos (polipropileno), duas areias (com diferentes coeficientes de uniformidade) e foi determinado que os geotêxteis tecidos são afetados pela taxa de deformação em ensaios de faixa larga e tipo de polímero empregado, porém a resistência não se altera pelo confinamento. O estudo incluiu uma investigação dos efeitos da taxa de deformação em geotêxteis tecidos e comprimento da amostra em geotêxteis não tecidos em testes de faixa larga. Os ensaios de tração de faixa-larga em isolamento (ASTM D 4595) com geotêxtil tecido foram realizados com diferentes taxas de deformação e mostram que os valores de resistência e rigidez dos reforços decresceram com a diminuição da taxa de deformação. A diminuição dos valores de rigidez com uma diminuição na taxa de deformação de 10 para 0,01% / minuto, foi de aproximadamente 50% para os geotêxteis de polipropileno e 15% para os de poliéster. Testes em solo também foram realizados por Boyle et al. (1996) para determinar o efeito do confinamento nos mesmos reforços. O confinamento dos geotêxteis não tecido em solo resultou no aumento da rigidez comparado com os valores de rigidez obtidos em isolamento, porém os geotêxteis tecidos não foram influenciados pelo confinamento e pelo comprimento das amostradas ensaiadas. O teste de tração de faixa-larga (ASTM D 4595) foi considerado deficiente para determinação das propriedades de resistência em geotêxteis utilizados como reforço. Os autores ainda concluíram que diferentes técnicas de fabricação influenciam nas propriedades de resistência medidas, e o teste de tração padronizado de faixa-larga pode não ser um método apropriado para todos os reforços geossintéticos.

Desenvolvido por Wu e Helwany (1996) para a realização de ensaios com elementos de solo reforçado com diferentes larguras e alturas, este equipamento constituía-se de uma placa rígida, localizada sobre o elemento de solo reforçado, responsável pela distribuição uniforme da carga constante aplicada verticalmente. Graças a flexibilidade das paredes móveis, as quais permitem o ajuste da largura e altura, diversas configurações de ensaios foram possíveis. Neste equipamento, o elemento reforçado constituía-se por duas camadas de solo, geossintético e duas placas metálicas móveis as quais permitiam a deformação lateral do solo com a aplicação da carga vertical e a deformação do reforço ao longo do tempo. Os instrumentos de medição utilizados nos ensaios para o monitoramento a longo prazo foram relógios comparadores, células de carga, potenciômetros e strain-gages. Quanto ao tipo de solo empregado, foram utilizados um granular e um fino, e somente um tipo de reforço, um geotêxtil não tecido de polipropileno. Os resultados obtidos mostraram grande discrepância entre os ensaios confinados e não confinados, e grandes diferenças com o tipo de solo utilizado, evidenciando que o tipo de solo utilizado no confinamento altera as propriedades da interface solo-reforço, aumentando assim a rigidez do conjunto. A Figura 2.9 ilustra o esquema geral proposto pelos autores.

Figura 2.9 - Esquema geral do equipamento proposto por Wu e Helwany (1996).

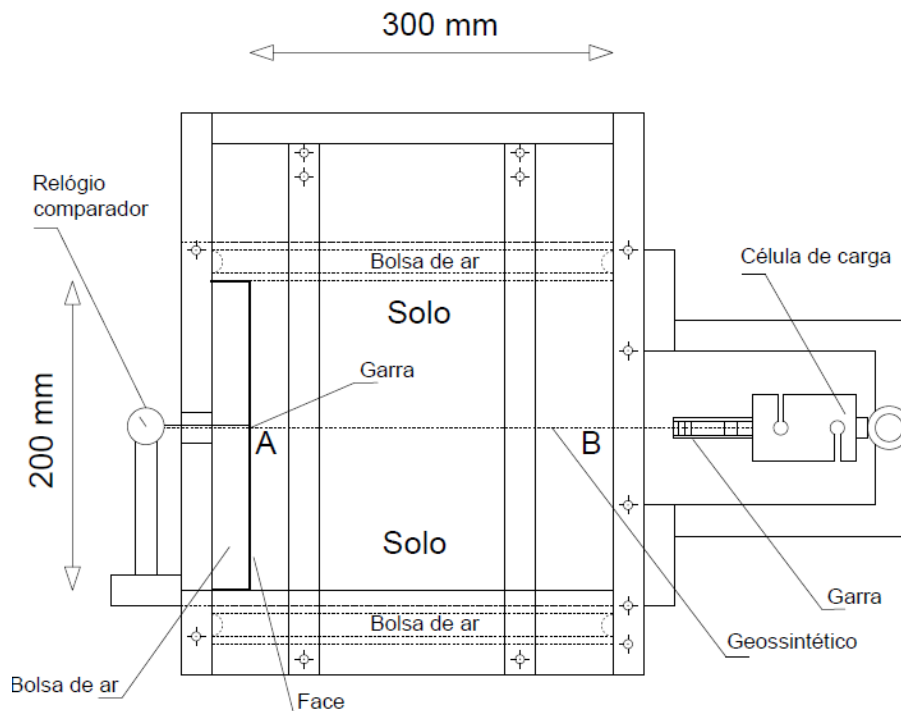


Fonte: Wu e Helwany, (1996).

No tocante a simulações do comportamento de deformações ao longo do tempo, Helwany e Shih (1998) desenvolveram um dispositivo de ensaio o qual permite medir tanto a fluência quanto a relaxação. O aparato apresenta dimensões de 200 x 300 x 300 mm, e mantinha o reforço confinado entre duas camadas de solo, cada uma delas com uma altura de 100 mm. A tensão vertical era aplicada por meio de bolsas de ar comprimido tanto no topo quanto na base. Uma bolsa de ar posicionada na lateral permitia a compressão horizontal do elemento de solo. Uma face móvel se encontra conectada ao reforço por meio de uma garra, (ponto A da Figura 2.10), e outra face do equipamento, oposta à face móvel (ponto B), é fixa e não apresenta deslocamentos durante o ensaio,

sendo constituída por uma chapa de aço flexível com 0,50 mm de espessura. A instrumentação utilizada permitiu a obtenção da carga existente no reforço, porém não permite a obtenção das deformações internas. Foram utilizados dois tipos de solo (uma areia e uma argila), e como reforço um geotêxtil tecido de polipropileno, com o objetivo avaliar a influência do solo confinante nos resultados. A Figura 2.10 a seguir mostra o esquema geral do equipamento.

Figura 2.10 - Esquema geral do equipamento proposto por Helwany e Shih (1998).

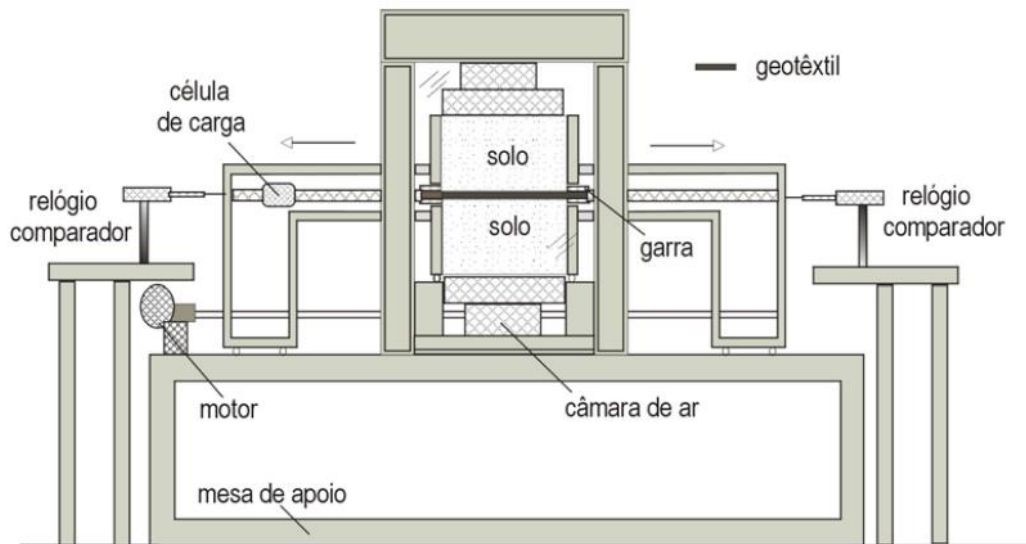


Fonte: Helwany e Shih, (1998).

Um equipamento para a avaliação de deformações ao longo do tempo foi desenvolvido por Costa (2004). Neste equipamento, um corpo de prova de 200 x 200 mm é confinado entre as camadas de solo de 100 mm de espessura, sendo composto por uma caixa fixa em uma mesa de apoio, um conjunto de garras para a fixação do reforço, um sistema de bolsas pneumáticas para a aplicação das tensões verticais sobre o solo e um sistema para a obtenção de deformações no reforço. O princípio de funcionamento consiste na aplicação de uma tensão vertical sobre o solo através de câmaras de ar, resultando em forças horizontais sobre uma parede móvel. Em resposta a ação da força horizontal a parede móvel tende a se movimentar, porém seu movimento é restringido pelo reforço, o qual se encontra ligado a estrutura do equipamento por meio de um sistema de garras apropriadas. O reforço foi instrumentado com *tell-tales*, permitindo a obtenção das deformações em diferentes posições e se encontra acoplado à uma célula de carga, a qual mediu a força de tração existente no geossintético. A obtenção das forças atuantes e das deformações decorrentes é de grande valia, uma vez que poucos equipamentos existentes possuem tal possibilidade. Foram

realizados ensaios com uma areia e um geossintético tecido de polipropileno. A Figura 2.11 apresenta abaixo mostra um esquema de funcionamento do aparato. Em seguida, a Tabela 2.1 apresenta um compilado das características de equipamentos presentes na literatura utilizados para a determinação dos parâmetros mecânicos de reforços geossintéticos.

Figura 2.11 - Esquema geral do equipamento proposto por Costa (2004).



Fonte: Costa, (2004).

Diversos equipamentos foram desenvolvidos e relatados na literatura, buscando melhor entender o comportamento de reforços geossintéticos inclusos em estruturas de solo reforçadas. Alguns dos dispositivos foram originalmente desenvolvidos para a previsão de falhas e podem não modelar o mecanismo de atuação nas estruturas sob cargas de trabalho. Como existem diferentes modos de interação solo-reforço, é necessário desenvolver procedimentos distintos para a melhor caracterização dos mecanismos. Sobre o aspecto do solo utilizado como preenchimento, estudos anteriores com infiltração em sistemas de solo-reforço aterro não saturados utilizam equipamentos em pequena escala ou simulações numéricas. Porém, poucas pesquisas foram realizadas com equipamentos em grande escala, existindo assim uma lacuna técnica sobre o comportamento de estruturas reforçadas com geossintético sujeitas a infiltrações. Tal fato inclui a falta de quantificação das deformações que podem ser induzidas por umidade, assim como o desenvolvimento e quebra de barreiras capilares durante a infiltração, e a influência da perda de sucção na resistência de interface solo-reforço (PORTELINHA e ZORNBERG, 2017). No presente trabalho, um novo equipamento foi proposto, projetado e idealizado para avaliar tensões mobilizadas, deformações nas inclusões, processo de infiltração, alterações na sucção matricial e mudanças no comportamento mecânico de geossintéticos durante o processo de infiltração.

Tabela 2.1 - Características de equipamentos ensaios confinados.

Autores	Dimensões caixa de ensaio			Características			
	Altura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Aplicação sobrecarga	Transferência carga no reforço	Tipo de ensaio	Medidas efetuadas
McGown et al. (1982)	200	50	200	bolsa de ar	direta	fluência	alongamento
Whittle et al. (1993)	570	152	450	bolsa de água	indireta	tração confinada	alongamento, tração, tensão
Wu e Hong (1994)	100	200	200	bolsa de ar	direta	tração confinada	alongamento, tração
Boyle (1995)	200	200	100	bolsa de ar	indireta	tração confinada	alongamento, tração
Wu e Helwany (1996)	900	300	450	bolsa de ar	indireta	tração confinada	alongamento, tração
Helmany e Shin (1998)	200	300	300	bolsa de ar	indireta	tração confinada	alongamento, tração
Yuang et al. (1998)	200	500	505	bolsa de ar	direta	tração confinada	alongamento, tração
Costa (2004)	200	200	410	bolsa de ar	indireta	fluência	alongamento, tração
França (2012)	100	300	200	bolsa de ar	direta	fluência	alongamento, tração
Este estudo	400	770	600	cilindro hidráulico	indireta	tração confinada	alongamento, tração, tensão vertical e horizontal

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

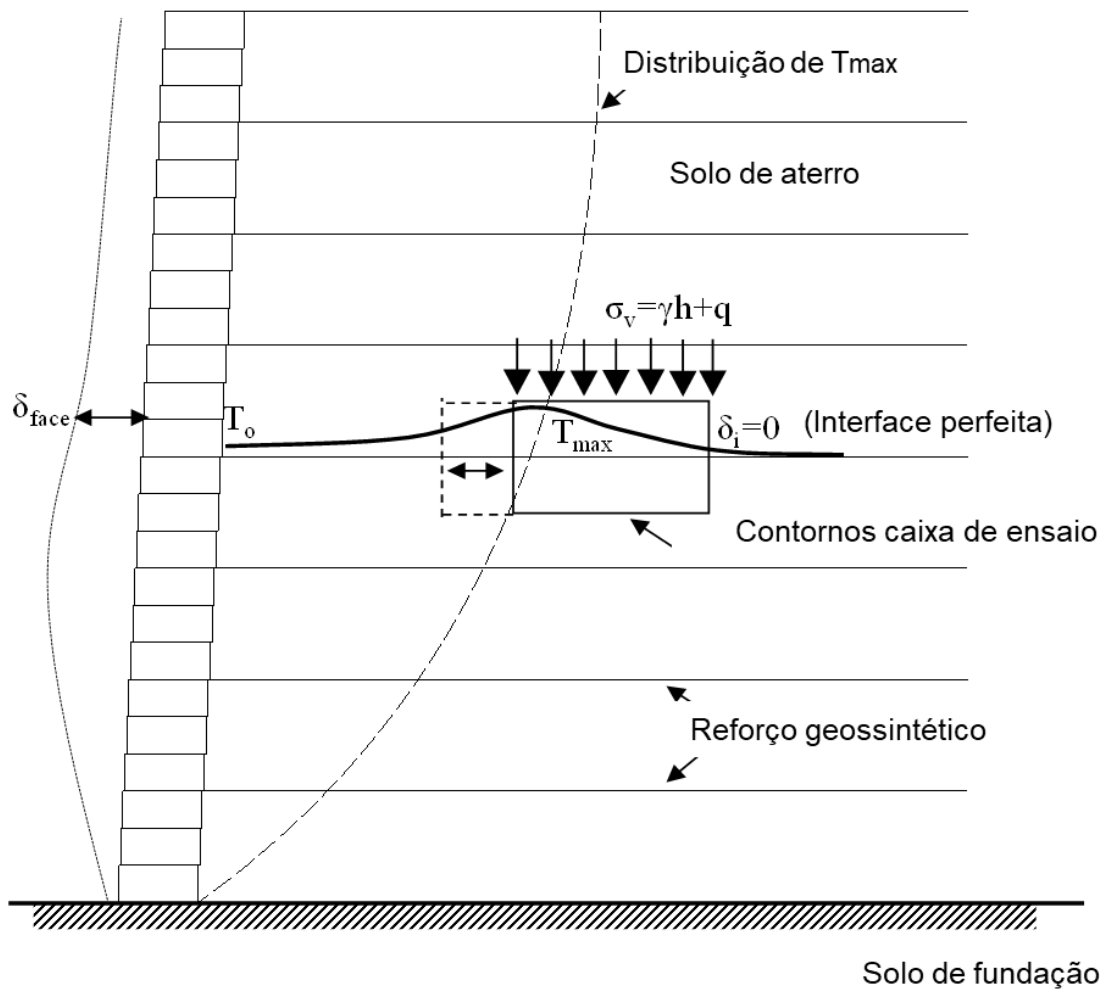
Para alcançar os objetivos propostos, optou-se por um programa experimental com uso de um sistema de ensaio de tração confinada indireta, com escala grande o suficiente para evitar efeitos significativos de bordas, em laboratório que melhor simule uma camada reforçada com geossintético. O equipamento permite, além da obtenção dos parâmetros confinados em reais condições operacionais, a imposição de umedecimento, bem como seu efeito na tração mobilizada, deformações nas inclusões, mudanças na sucção matricial e alterações na resistência de interface solo-reforço. Neste tópico serão detalhados o equipamento, materiais utilizados, ensaios auxiliares, processo de montagem do ensaio, instrumentação, método para o cálculo das deformações internas e o programa de ensaios presentes na pesquisa.

3.1 Sistema de ensaio de tração indireta

O equipamento utilizado foi projetado para simular os mecanismos de atuação de uma camada reforçada (tração confinada e mobilizada indiretamente), sob condições simultâneas de sobrecarga e umedecimento. O dispositivo permite analisar parâmetros hidráulicos e mecânicos em condições de serviço de uma camada reforçada, tais como: mobilização indireta da tração, efeito da interação solo-reforço e umedecimento por chuva. As condições mecânicas reproduzidas no equipamento proposto estão presentes na Figura 3.1.

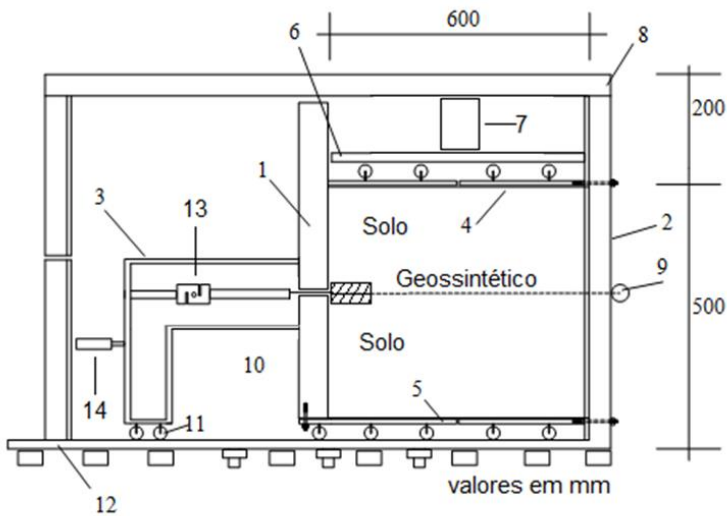
O dispositivo consiste numa camada solo-reforço localizada no interior de uma caixa metálica com dimensões de 1200 x 760 x 600 mm (comprimento x altura x largura), composta por paredes e pórticos metálicos, e uma única parede lateral em vidro, de modo a permitir a visualização de deslocamentos e deformações da massa de solo. O ensaio ocorre pela aplicação da carga vertical no topo da massa de solo através de dois cilindros hidráulicos que proporcionam uma tensão vertical no sistema. Este, por sua vez, tem a liberdade de movimentar-se unilateralmente graças ao conjunto de rolamentos existentes na parte superior e inferior do conjunto móvel interno, que confina o elemento de solo entre três faces fixas e uma face móvel, mobilizando o geossintético através da transferência de carga indireta do solo para o reforço. O geossintético, por sua vez, encontra-se confinado no solo e após sua mobilização, cumpre a função de reforço na camada avaliada. O detalhamento do equipamento pode ser visto na Figura 3.2.

Figura 3.1 - Condições de mobilização de cargas de tração e deslocamentos simulados pelo LSGS.

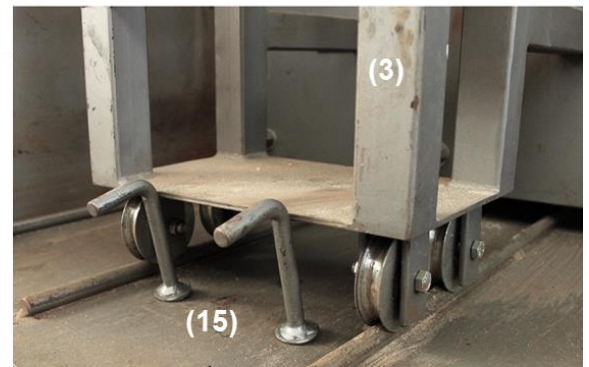
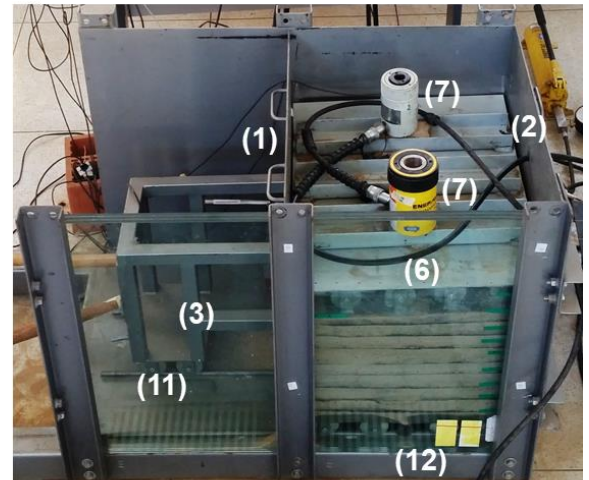


O conjunto móvel interno, composto pela face móvel, pórtico e rolamentos, em que o par de faces são as faces laterais da caixa metálica e a face lateral de vidro, abriga os ensaios para avaliação das forças de tração mobilizadas. Uma das faces ortogonais às faces da caixa metálica é móvel e não impede os deslocamentos internos do sistema solo-reforço proporcionados pela aplicação da carga vertical. O sistema solo-reforço foi compactado sobre uma base de carros móveis (rolamentos) que se encontram direcionados por guias presentes na base reforçada, as quais permitem o livre deslocamento do sistema móvel, impondo um plano preferencial de deformações máximas pelo espaçamento entre os carros, a aproximadamente 300 milímetros da face móvel. Um segundo par de carros foi posicionado no topo do sistema solo-reforço para acompanhar o deslocamento da massa de solo. Uma placa de distribuição se encontra apoiada nos rolamentos superiores, onde dois cilindros hidráulicos foram instalados entre a tampa metálica da caixa e a placa de distribuição, para a imposição da sobrecarga vertical.

Figura 3.2 - Detalhamento do equipamento.



- | | |
|---------------------------|------------------------------|
| 1 – Face móvel | 9 – Garra externa |
| 2 – Face fixa | 10 – Garra interna |
| 3 – Pódio | 11 – Rolamento pódio |
| 4 – Rolamento superior | 12 – Base reforçada |
| 5 – Rolamento inferior | 13 – Célula de carga |
| 6 – Placa de distribuição | 14 – Transdutor deslocamento |
| 7 – Cilindro hidráulico | 15 – Travas pódio |
| 8 – Tampa de reação | |



O geossintético empregado nos ensaios é cortado com largura de 760 mm e comprimento de 600 mm, configurando assim a área a qual está confinada no solo. Nas extremidades, duas faixas centrais são projetadas para o acoplamento das garras de pressão interna e externa a caixa de ensaios, como pode ser observado na Figura 3.3. A garra de pressão interna, a qual se encontra confinada no solo e presa ao reforço, é interligada ao pódio através de uma haste que se projeta para fora da massa de solo, permitindo a instalação da célula de carga para a leitura da tração mobilizada no reforço, e possui dimensões de 250 x 50 x 40 mm (largura x comprimento x altura). Este pódio tem a função de medir a força média transmitida ao reforço e se baseou no equipamento desenvolvido por Costa (2004).

O atrito existente no conjunto móvel (face móvel, pódio e rolamentos) foi verificado através da medição da força necessária para deslocar o conjunto com diferentes cargas normais aplicadas ao sistema. Foram efetuadas medições com o sistema inicialmente sem carga, e posteriormente com incrementos graduais, resultando no gráfico presente na Figura 3.4. A figura ilustra a tração medida em função da força normal aplicada, determinando-se assim um ângulo de atrito do conjunto de 0.57°.

Figura 3.3 - a) Geossintético cortado; b) Garras de pressão acopladas.

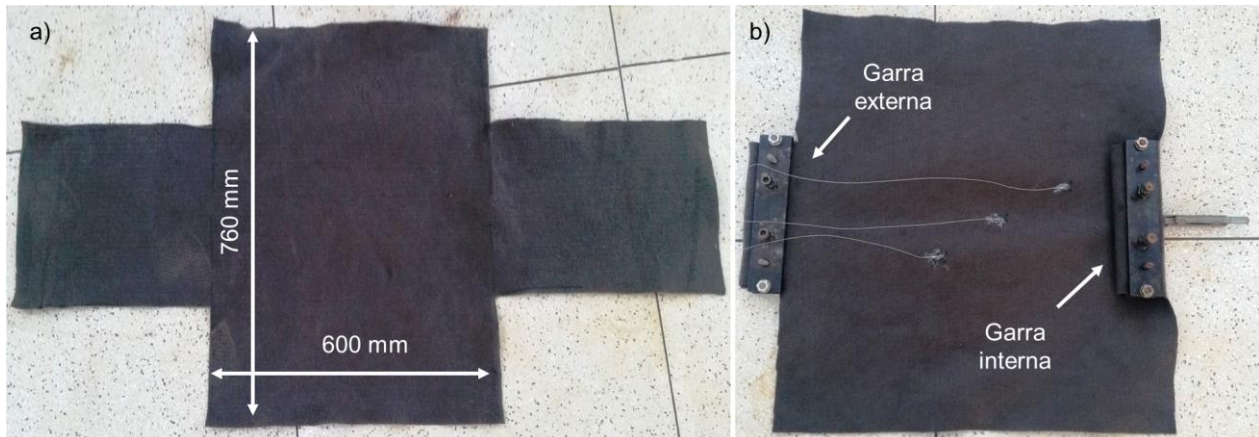
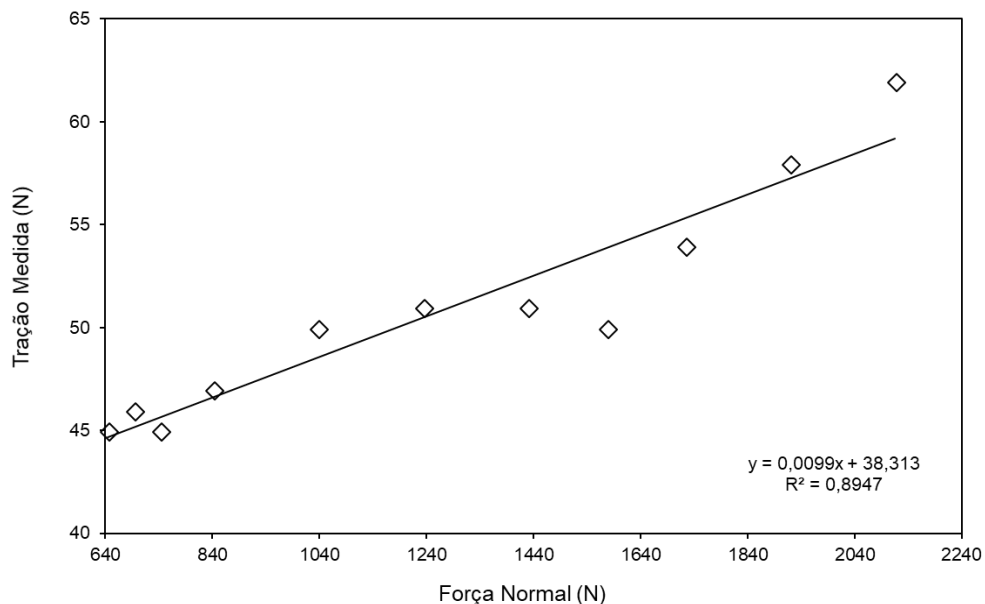


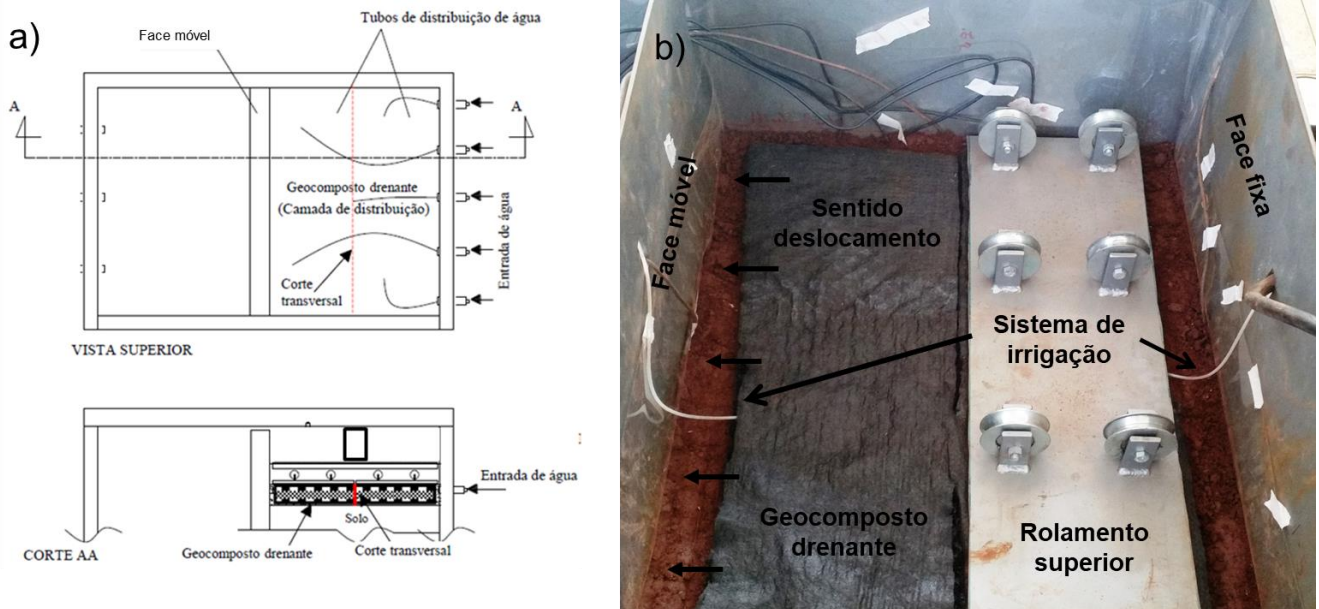
Figura 3.4 - Determinação atrito existente no conjunto face móvel, pórtico e rolamentos.



No topo do sistema solo-reforço, foi concebido um sistema de irrigação buscando simular a lâmina de água devido à ação de chuvas de pequena intensidade. O sistema de irrigação é composto por duas componentes: um sistema de alimentação de água (reservatório superior e tubulação de controle da vazão) e um sistema de distribuição de água (tubos e camada de distribuição). A camada de distribuição consiste em um geocomposto drenante com núcleo de geoespassadores, cuja geometria favorece a distribuição de água. Dentro do geocomposto drenante foram inseridos dois tubos rígidos de PEAD para alimentação. A alimentação foi garantida por um reservatório de água posicionado no topo da caixa de ensaios, a qual permitiu uma vazão de $1,05 \times 10^{-7}$ m/s (9,00 mm/dia simulação chuva de pequena intensidade). A vazão apresenta tal valor pois assim permite a infiltração total na massa de solo. Uma vazão maior possibilitaria a formação de uma lâmina d'água no topo da massa de solo, a qual geraria o fenômeno de "run-off", onde a água flui superficialmente por caminhos preferenciais para fora da massa de solo, penetrando pelas interfaces com as paredes

da caixa do ensaio. O geocomposto drenante foi cortado na transversal de forma que este não restringiu o deslocamento dos carros e não gerou atrito com o solo. O sistema completo para umedecimento é apresentado na Figura 3.5, assim como o sistema de distribuição.

Figura 3.5 - a) Esquema sistema de irrigação; b) Sistema de distribuição com geocomposto drenante.



3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 SOLOS

Como material de aterro, dois solos com diferentes composições granulométricas foram utilizados, com o intuito de comparar o comportamento entre dois solos distintos, sendo um solo puramente granular e um solo argiloso. Com base nestas premissas, foram utilizados uma areia fina a média bem graduada e uma argila arenosa plástica, sendo estes classificados como SW e CH, pelo sistema de classificação unificada. O solo CH foi coletado na região central do estado de São Paulo, na cidade de Santa Gertrudes (estado de São Paulo), enquanto o solo SW é uma areia pura usada na construção civil. Estes materiais foram caracterizados, sendo as propriedades geotécnicas e as normas utilizadas presentes na Tabela 3.1. As curvas granulométricas são mostradas comparativamente na Figura 3.6 e o ensaio de compactação na energia normal de Proctor, na Figura 3.7. No ensaio de permeabilidade sob carga variável do solo CH, foi adotado um grau de compactação de 98%, o mesmo utilizado na compactação do solo no equipamento.

Tabela 3.1 - Propriedades dos solos

Propriedades	Norma	Solo 1	Solo 2
Massa específica dos sólidos (g/cm^3)	NBR 6458/2016	2.64	2.95
Índice de vazios máximo	NBR 12004/1990	0.70	-
Índice de vazios mínimo	NBR 12051/1991	0.52	-
Peso específico seco máximo (kN/m^3)	NBR 7182/2016	16.99	17.5
Teor ótimo de umidade (%)	NBR 7182/2016	4.20	25
Limite de liquidez (%)	NBR 6459/2016	-	52
Índice de plasticidade (%)	NBR 7180/2016	-	28
Permeabilidade sob carga variável (m/s)	NBR 14545/2000	-	3.4×10^{-7}
Permeabilidade sob carga constante (m/s)	NBR 13292/1995	2×10^{-2}	-
Coesão – não saturada (kPa)	ASTM D78181-11	0	52
Ângulo de atrito ($^\circ$)	ASTM D78181-11	27.07	26.66
Classificação SUCS	ASTM D2488-69	SW	CH

Figura 3.6- Curvas granulométricas dos solos.

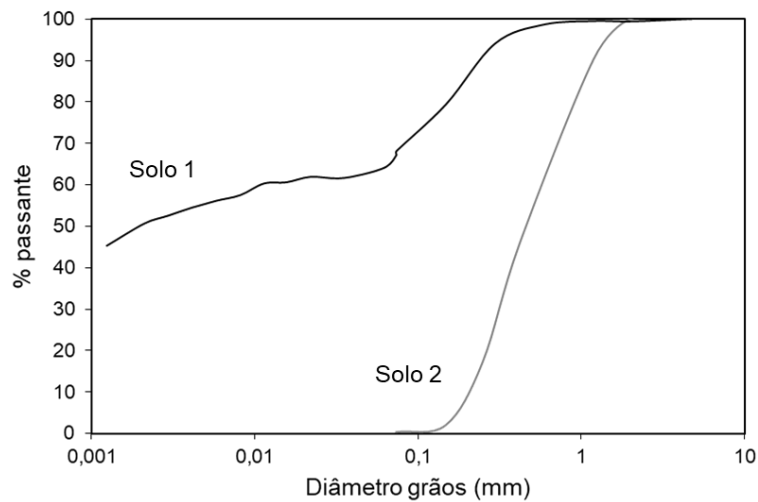
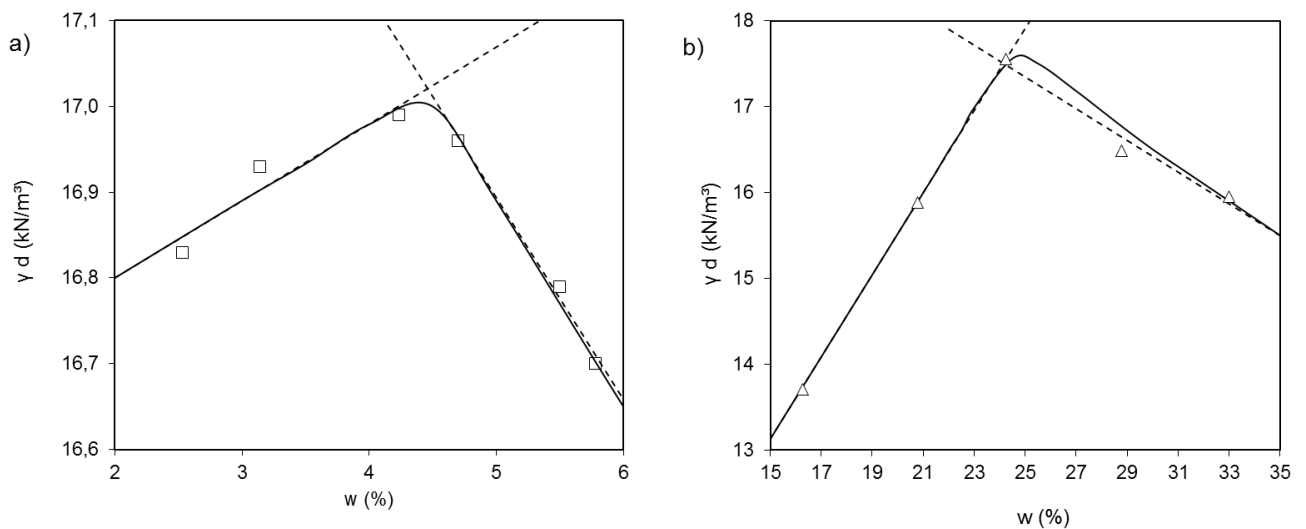


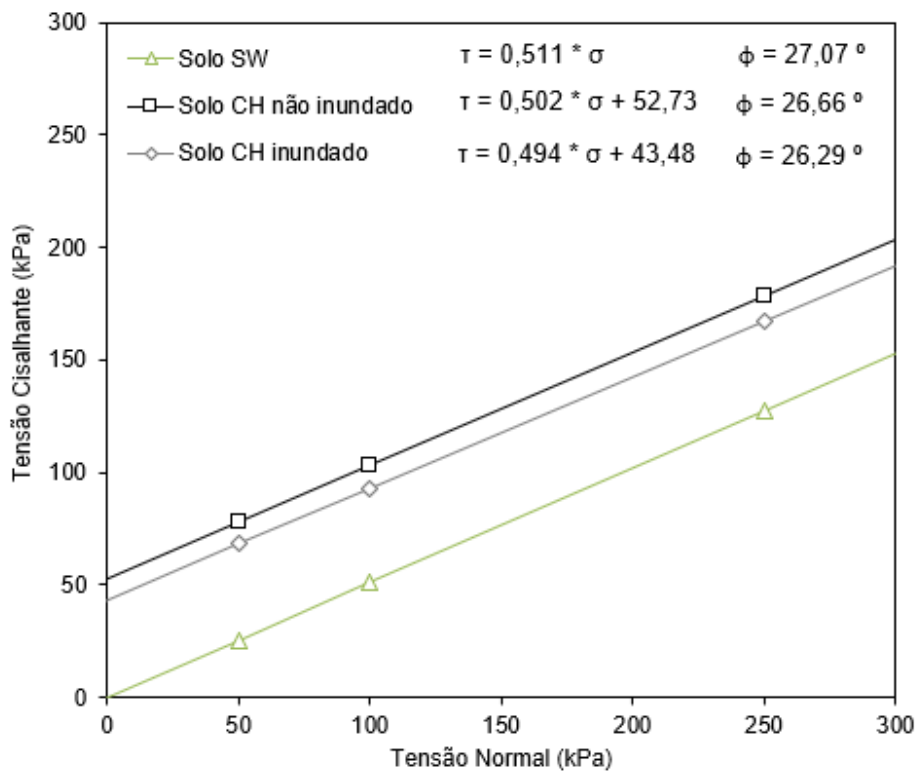
Figura 3.7 - Curva de compactação normal dos solos: a) Solo SW; b) Solo CH.



Ensaio de cisalhamento direto (ASTM D78181-11) foram realizados para obter as envoltórias de resistência, com tensões normais de 50, 100 e 250 kPa respectivamente. Para o caso do solo arenoso SW, optou-se por compactar o solo arenoso no valor de índice de vazios entre o máximo e

mínimo obtido nos ensaios de caracterização, ou seja, com índice de vazios de 0,60 e uma compactidade relativa de 55%, o que corresponde a uma densidade natural de 16,0 kN/m³. Para o solo CH foram realizados dois ensaios de cisalhamento direto drenados a uma velocidade de 0,30 mm/min. Os ensaios foram executados em duas condições distintas, com e sem inundação em água, como pode ser identificado na Figura 3.8. Os ensaios foram compactados com 98% ($\pm 2,0\%$) de grau de compactação e na umidade ótima do solo, simulando as condições aplicadas nos demais ensaios. Não foram realizados ensaios inundados com o solo SW devido ao fato deste ser um solo granular, o qual não desenvolve pressões neutras significativas.

Figura 3.8 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento solos SW e CH em condições não inundada e inundada.



O ensaio de curva de retenção para o solo CH foi realizado através do processo do papel filtro (ASTM D5298), resultando nas curvas de umedecimento e secagem. Não foi realizado o mesmo ensaio para o solo SW, pois não foram realizados ensaios com infiltração com este solo. Os resultados são mostrados na Figura 3.10, onde estão presentes as curvas de retenção do solo CH e do geotêxtil não tecido.

3.2.2 GEOSSINTÉTICOS

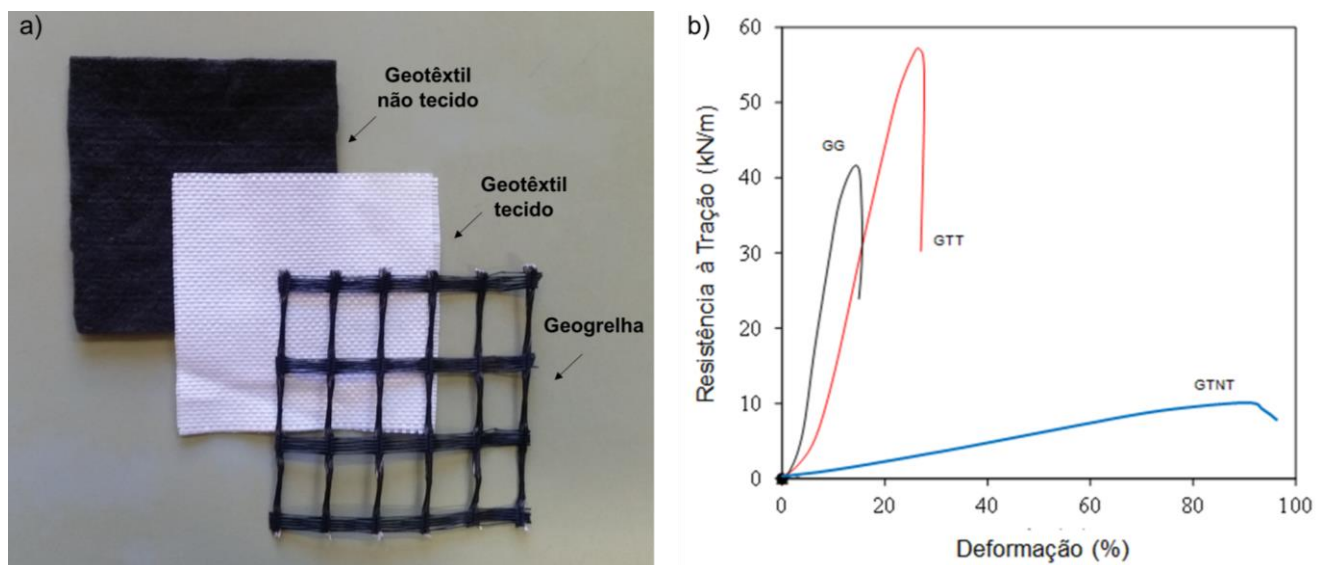
No programa experimental foram avaliados geossintéticos com capacidade de drenagem, tal como geotêxtil não tecido, e reforços sem essa propriedade, como geotêxtil tecido e geogrelha. O grupo dos reforços drenantes foi representado por um geotêxtil não tecido de filamentos curtos de poliéster agulhados. Já o grupo dos reforços não drenantes foram representados por um geotêxtil tecido de polipropileno com resistência nominal de 57 kN/m e uma geogrelha de poliéster uniaxial com resistência nominal de 42 kN/m, com abertura transversal de 20 mm e longitudinal de 30 mm. As propriedades dos geossintéticos obtidas em laboratório e as referidas normas estão apresentadas na Tabela 3.2. Os geossintéticos utilizados na pesquisa, assim como as curvas de tração faixa-larga foram obtidas de acordo com a ASTM D6637M/15 para as geogrelhas e ASTM D4595/17 para geotêxtil tecido/não tecido e são apresentadas na Figura 3.9.

Tabela 3.2 - Propriedades dos geossintéticos

Propriedade	Unidade	Norma	GG	GTT	GTNT
Gramatura	g/m ²	ASTM D5261	240	260	300
Espessura nominal	mm	ASTM D5199	1.35	0.70	2.96
Permissividade	s ⁻¹	ASTM D4491	-	0.04	1.96
Transmissividade	m ² /s	ASTM D4716	-	-	6x10 ⁻⁶
Abertura de filtração	µm	AFNOR G38017	-	130	93
Resistência à Tração	kN/m	ASTM D4595	42	57	12
Alongamento Ruptura	%	ASTM D4595	13	24	83
Rigidez	kN/m	ASTM D4595	460	223	10.80

OBS: GG – Geogrelha; GTT – Geotêxtil tecido; GTNT – Geotêxtil não tecido

Figura 3.9 - a) Geossintéticos utilizados na pesquisa; b) Curva média de ensaios à tração faixa-larga.



A curva de retenção do geotêxtil não tecido (GTNT), para ambos os processos de umedecimento e secagem, foram obtidas através do procedimento experimental de ascensão capilar relatado por Krisdani et al. (2008). Tiras do GTNT, com 50 mm de largura e 300 mm de comprimento, foram suspensas com 20 mm submersos e 280 mm acima do nível d'água, o qual foi mantido constante durante todo o ensaio. Antes do ensaio de secagem, a tira de GTNT permaneceu 24 horas submersa em água deaerada, para garantir a completa saturação do material. Para o ensaio de umedecimento, a tira entrou em contato com água somente no início do ensaio. Após um período de 24 horas penduradas e submersas em um ambiente com temperatura e umidade controladas, as tiras foram cortadas em faixas de 5 mm de altura, e o teor de umidade volumétrico obtido para cada faixa. A sucção existente para cada altura foi determinada através da seguinte formulação:

$$\Psi = h * \rho_w * g \quad (1)$$

onde Ψ sucção matricial (kPa), h elevação da tira de geotêxtil em relação ao nível d'água (m), ρ_w densidade da água (mg/cm^3) e g aceleração gravitacional (m/s^2). Desta forma, o teor de umidade volumétrico juntamente com a sucção existente em cada altura da amostra, resultaram na curva de retenção por ascensão capilar do GTNT. A Figura 3.10 apresenta as curvas de retenção para ambos os processos, secagem e umedecimento, do geotêxtil não tecido e do solo CH. A Tabela 3.3 contém os parâmetros de ajuste utilizados por Fredlund e Xing (1994). Os ajustes das curvas pelo modelo de Fredlund e Xing foram realizados utilizando o software *SWRC fit*, desenvolvido por Seki (2007).

Figura 3.10 – a) Curvas de retenção solo CH e geotêxtil não tecido com suas respectivas curvas de ajuste por Fredlund e Xing (1994)

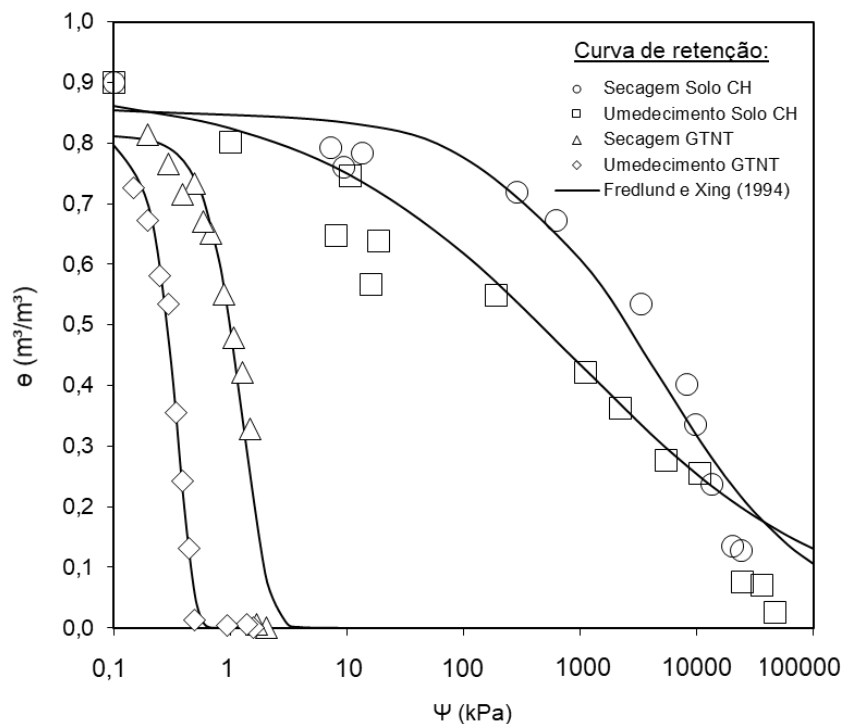


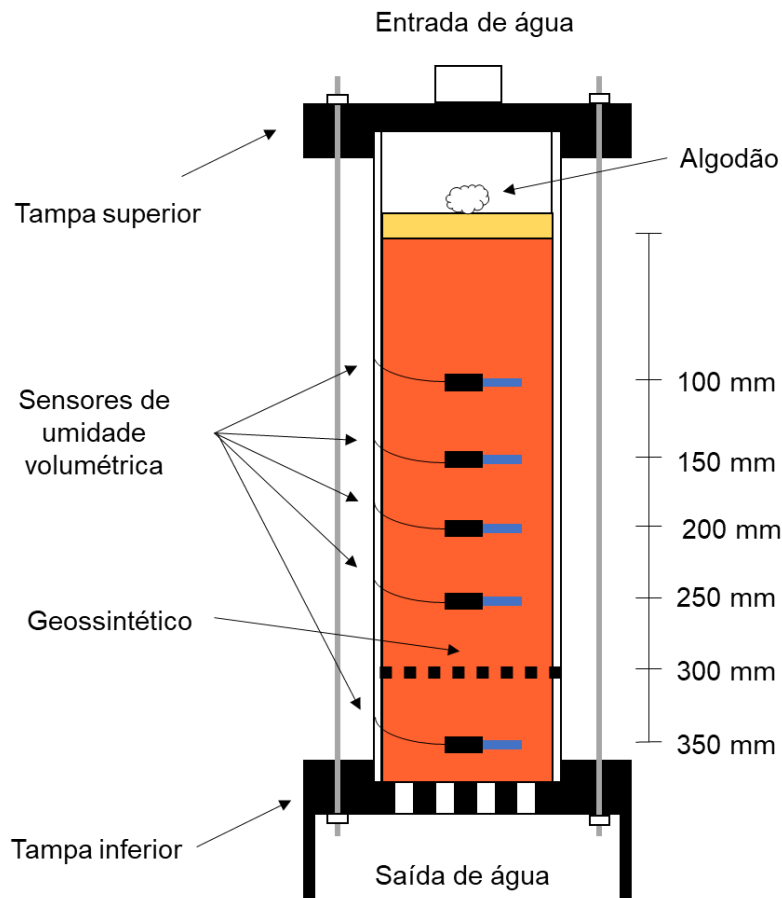
Tabela 3.3 - Parâmetros de ajuste por Fredlund e Xing (1994)

Processo	Parâmetros Fredlund e Xing (1994)					R ²
	θ_s	θ_r	α	m	n	
Secagem Solo CH	0,855	0,0004483	5295,900	2,792	0,584	0,950
Umedecimento Solo CH	0,892	0,0000716	973,930	2,621	0,360	0,911
Secagem GTNT	0,813	0,0000084	2,115	8,969	2,468	0,943
Umedecimento GTNT	0,811	0,0000000	1,444	211,790	3,151	0,990

3.3 ENSAIOS COLUNA DE INFILTRAÇÃO

Para investigar o processo de infiltração e o comportamento hidráulico de geossintéticos inclusos no solo CH, em particular a formação e desenvolvimento de uma possível barreira capilar para o geotêxtil não tecido, foram realizados ensaios de coluna de infiltração unidimensional. O ensaio é realizado em um tubo de acrílico que funciona como um permeâmetro, vedado com tampas e anéis de borracha nas partes superior e inferior. A coluna acrílica possui 400 mm de altura e 140 mm de diâmetro, sendo o solo compactado dentro da coluna na umidade ótima e com um grau de compactação de 98% ($\pm 2,0\%$), o mesmo utilizado nos demais ensaios. Camadas com 50 mm de altura foram compactadas, e sensores de umidade volumétrica foram dispostos a 100, 150, 200, 250 e 350 mm de profundidade para o monitoramento do avanço da frente de infiltração. O geossintético foi alocado em uma profundidade de 300 mm, e após finalizar o processo de compactação, uma taxa de infiltração de $33,80 \times 10^{-7}$ m/s foi aplicada no topo da coluna, na qual um pedaço de algodão e uma camada de areia foram utilizadas para uniformização do fluxo na parte superior do solo compactado e evitar a erosão localizada. Foram tomados os devidos cuidados para que o sistema tivesse contanto com a pressão atmosférica, de modo que o fluxo não fosse modificado pela vedação da coluna. O ensaio de coluna de infiltração monitorou a frente de infiltração através das alterações nos sensores de umidade volumétrica presentes em diferentes profundidades. A Figura 3.10 mostra o esquema de uma coluna utilizada para o ensaio. Os resultados das colunas de infiltração estão presentes no tópico 4.3 Ensaios de Infiltração em Solo Argiloso, referente aos resultados do ensaio de infiltração no LSGS.

Figura 3.11 – Esquema coluna de infiltração com as profundidades dos sensores de umidade volumétrica.



3.4 ENSAIO DE TRAÇÃO CONFINADA INDIRETA

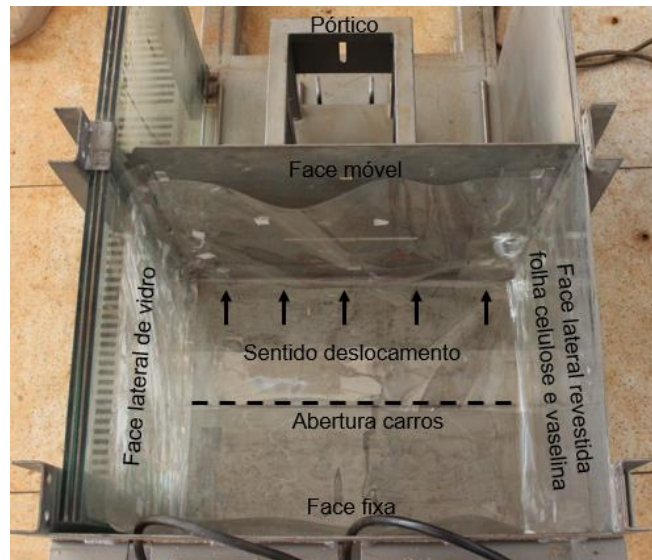
3.4.1 Preparação preliminar

O modelo de ensaio consistiu na simulação de uma camada de solo reforçado, considerando a condição de mobilização de tração no reforço, com ancoragem de arrancamento ideal - engastada em uma das extremidades. Para isso, o reforço geossintético foi posicionado e ancorado entre duas camadas de solo compactado, sendo a extremidade próxima à face móvel acoplada a garra interna e confinada no solo e a extremidade oposta engastada na face fixa presa pela garra externa.

Preliminarmente à montagem de cada ensaio, uma etapa de preparação da caixa de ensaios foi realizada. Esta etapa consistiu na limpeza interna da caixa de ensaios, da base reforçada sobre a qual estão os rolamentos e no revestimento interno das laterais e fundo do equipamento com folhas de Mylar® (folha lisa de celulose). As faces laterais metálica e de vidro foram revestidas com duas camadas de folhas lisas de celulose. O revestimento consistiu em posicionar uma folha lisa de celulose nas faces laterais e revesti-la com lubrificante a base de petróleo (vaselina). Posteriormente, aplicou-se mais uma folha lisa de celulose sobre a superfície lubrificada de forma a resultar em um

“sanduíche” de duas folhas com lubrificante entre elas. Esse procedimento buscou garantir o estado plano de deformações do modelo de ensaio, e está apresentado na Figura 3.12. O intuito do revestimento da face lateral metálica foi proporcionar uma superfície mais lisa e não passível de corrosão.

Figura 3.12 - Redução do atrito lateral nas paredes do equipamento de ensaio.



3.4.2 Compactação do solo

Os solos utilizados foram estocados em compartimentos devidamente protegidos e, posteriormente, secos ao ar, destorroados e passados na peneira de malha 4,20 mm. O material foi peneirado, seco e estocado em sacos plásticos devidamente protegidos. O processo de correção da umidade do solo CH para o teor de umidade de compactação foi realizado em duas etapas: 1) mistura do solo na umidade inicial em betoneira, com intuito de obter um teor de umidade inicial homogêneo para toda a massa de solo; 2) determinação do teor de umidade e posterior adição de água e homogeneização na betoneira. Após essas duas etapas, o teor de umidade foi novamente determinado para confirmar a porcentagem requerida e posterior compactação no LSGS. Os sacos de solos com umidade corrigida para o teor ótimo de compactação e massa úmida suficiente para alcançar o grau de compactação dentro de um volume conhecido foram despejados dentro do equipamento de ensaio e posteriormente compactados até que o volume seja preenchido com a massa aplicada. O controle de compactação foi realizado com uso de estufa controlada para determinação do teor de umidade (ASTM D4643 2000). Os critérios de aceitação dos parâmetros de compactação foram teores de umidade de $\pm 0,5\%$ e grau de compactação de $\pm 2\%$.

Para o caso do solo arenoso SW, não foi utilizada a curva de compactação de Proctor, mas sim a compacidade relativa. O solo arenoso foi compactado dentro da caixa de ensaios no estado

seco em camadas de 25 mm. Optou-se por compactar o solo arenoso no valor de índice de vazios entre o máximo e mínimo obtido nos ensaios de caracterização, ou seja, com índice de vazios de 0,60 e uma compacidade relativa de 55%, o que corresponde a uma densidade natural de 1,60 g/cm³. Esta condição de compactação foi garantida com o controle de volume a ser preenchido com a massa de solo correspondente a densidade natural estabelecida.

No caso do solo argiloso, a compactação foi realizada com base nos parâmetros de compactação de laboratório na Energia de Proctor Normal (Tabela 3.1), sendo adotado o grau de compactação de 98% e umidade 2% abaixo da ótima. Da mesma forma realizada para o solo arenoso, o controle da compactação na caixa de ensaios foi conduzido com o controle do volume de solo (espessura de 25 mm) a ser preenchido com a massa correspondente a densidade natural de compactação. A compactação foi realizada manualmente com uso de soquete com base circular de diâmetro de 200 mm, até garantir que massa estipulada (com base na densidade natural) estivesse dentro do volume correspondente a uma camada de 25 mm.

3.4.3 Execução dos modelos

Inicialmente, posicionam-se os carros inferiores nos trilhos devidamente lubrificados, juntamente com a face móvel e o pórtico, o qual possui um conjunto de rodas na parte inferior, travando o sistema todo com um par de travas localizadas na base reforçada. Em seguida, o fundo e as laterais da caixa de ensaio são revestidos com folhas lisas de celulose. Nos ensaios de tração confinada, foram executadas camadas de solo de 250 mm de espessura (compostas por camadas compactadas de 25 mm) sob o sistema travado, para posterior posicionamento e ancoragem do geossintético. Acima de duas camadas de solo compactada (50 mm) uma linha de material inerte, carvão moído finamente para o solo arenoso e areia clara fina para o solo argiloso, foi posicionada na face interna da parede lateral de vidro, de maneira a resultar num contraste de cores entre o solo e o material inerte. O intuito destes procedimentos foi indicar a estratificação de cada camada de solo compactada e fornecer imagens que mostrem as distorções ocorridas durante os ensaios. A sequência do processo de compactação das camadas, assim como o posicionamento do reforço geossintético, dos rolamentos superiores, placa de distribuição e cilindros hidráulicos está presente nas Figuras 3.13 e 3.14. A Figura 3.13 apresenta a vista superior do equipamento durante a execução do modelo, enquanto a Figura 3.14 mostra a vista lateral.

Figura 3.13 - Execução do modelo - vista superior: a) Preenchimento e compactação do solo; b) Posicionamento do reforço geossintético e células de tensão total; c) Posicionamento rolamentos superiores; d) Posicionamento placa de distribuição e cilindros hidráulicos.

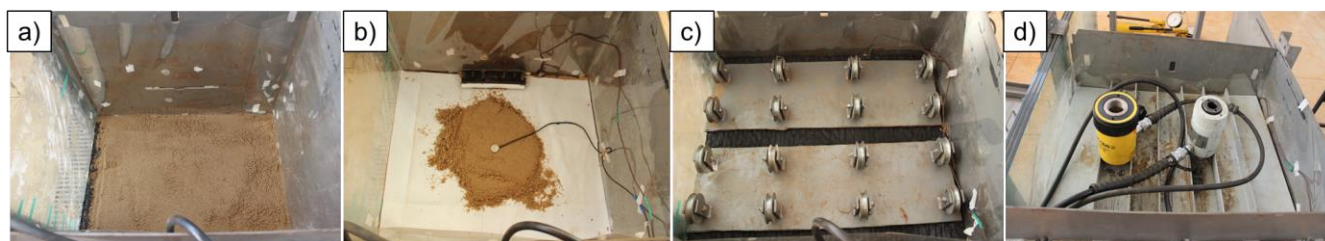
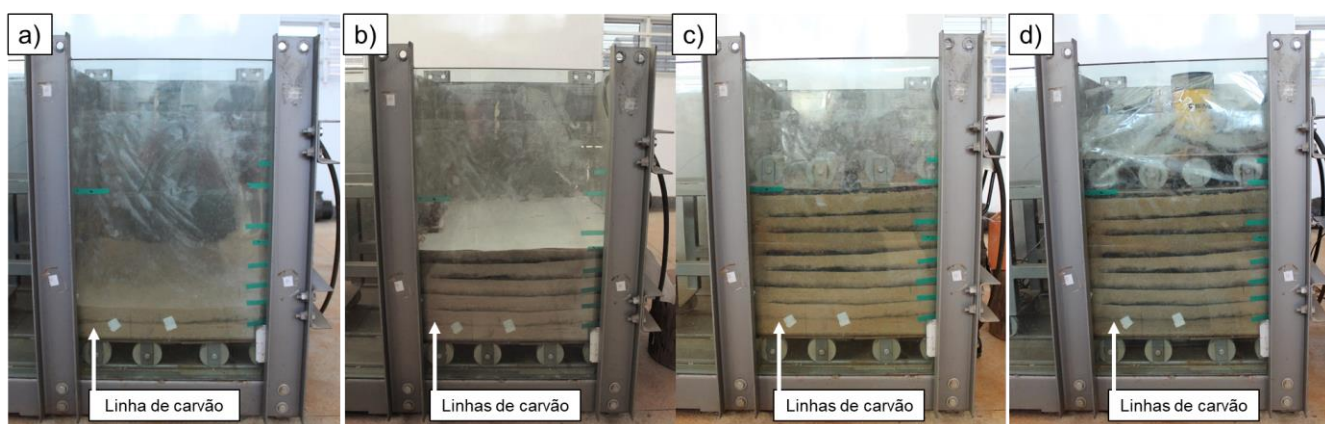
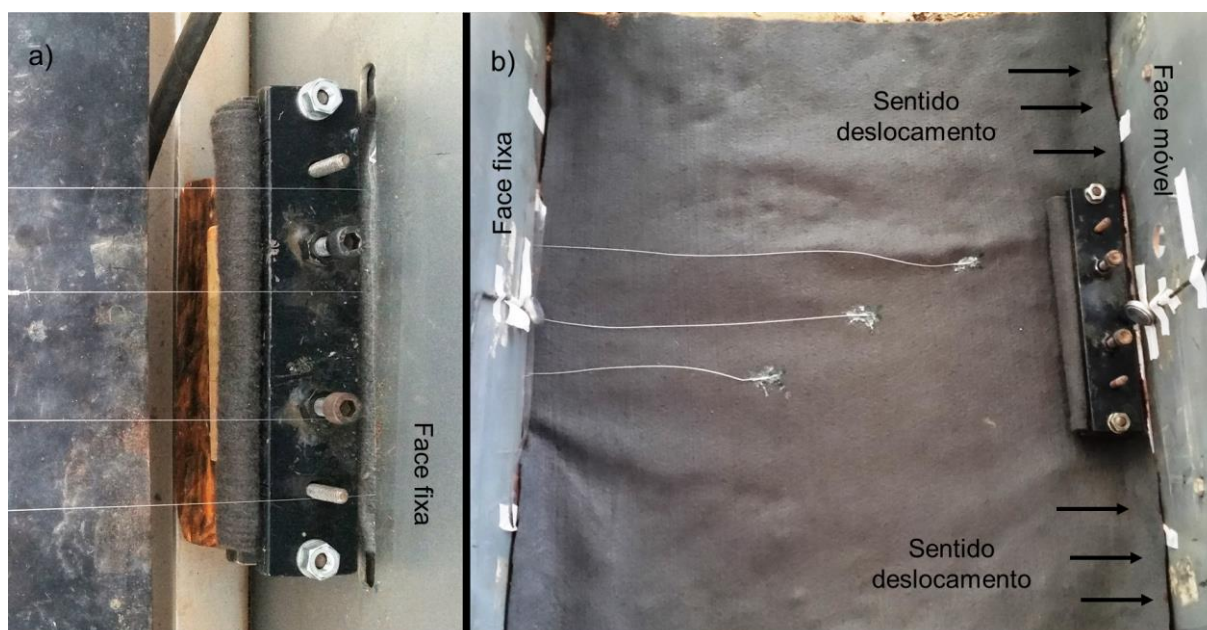


Figura 3.14 - Execução do modelo - vista lateral: a) Preenchimento e compactação do solo; b) Posicionamento do reforço geossintético; c) Posicionamento rolamentos superiores; d) Posicionamento placa de distribuição e cilindros hidráulicos



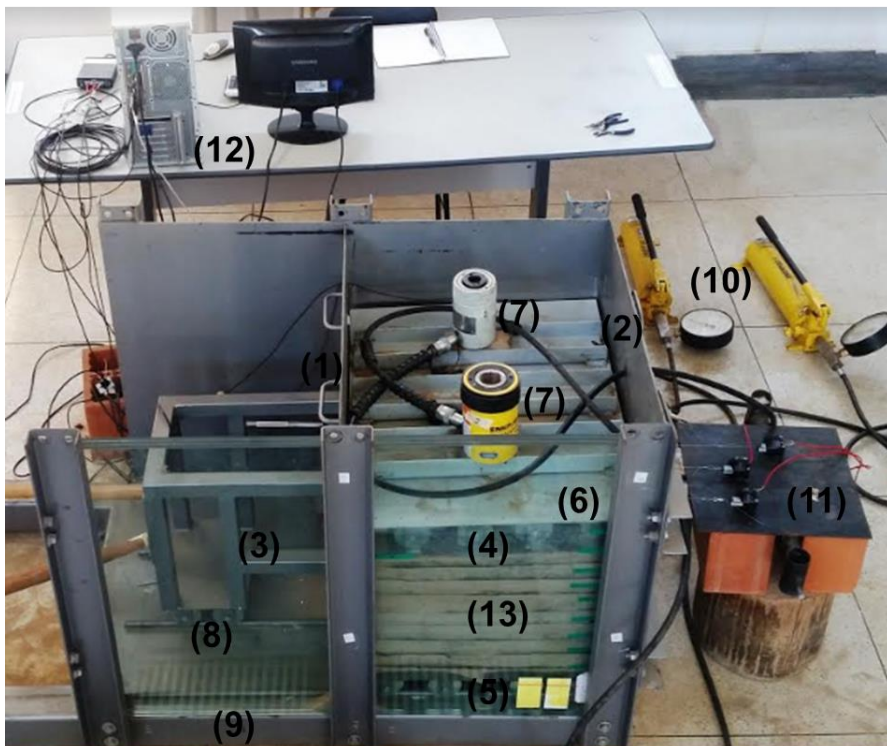
Em mais detalhes, o posicionamento do geossintético dentro do equipamento, assim como as garras interna e externa, pode ser observado na Figura 3.15.

Figura 3.15 – a) Garra externa posterior; b) Geossintético posicionado no interior do equipamento.



A extremidade do geossintético localizada na face fixa é ancorada externamente com o auxílio da garra externa que se encontra fora da caixa de ensaios. A extremidade oposta, próxima a face móvel, é acoplada na garra interna e se encontra confinada no solo. A garra interna possui uma haste que se projeta para fora do solo confinado e permite a instalação de uma célula de carga para a leitura de tração no reforço. Após o posicionamento do geossintético, novas camadas de solo são compactadas até se atingir uma espessura de 150 mm acima do reforço. Sobre a última camada compactada, foram posicionadas duas porções de geocomposto drenante, onde foram instalados os tubos de irrigação para melhor distribuição de água no topo do solo. Estes tubos foram envelopados com filtros em geotêxtil não tecido no intuito de evitar a entrada de partículas. Posteriormente, foram posicionados os rolamentos superiores e a placa para distribuição das tensões normais aplicadas pelos cilindros hidráulicos. Por fim, a tampa metálica foi disposta para a aplicação da carga vertical e reação das pressões pneumáticas, fechando o sistema. O ensaio montado, sem a tampa superior de reação, encontra-se na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Equipamento pronto para ser ensaiado.

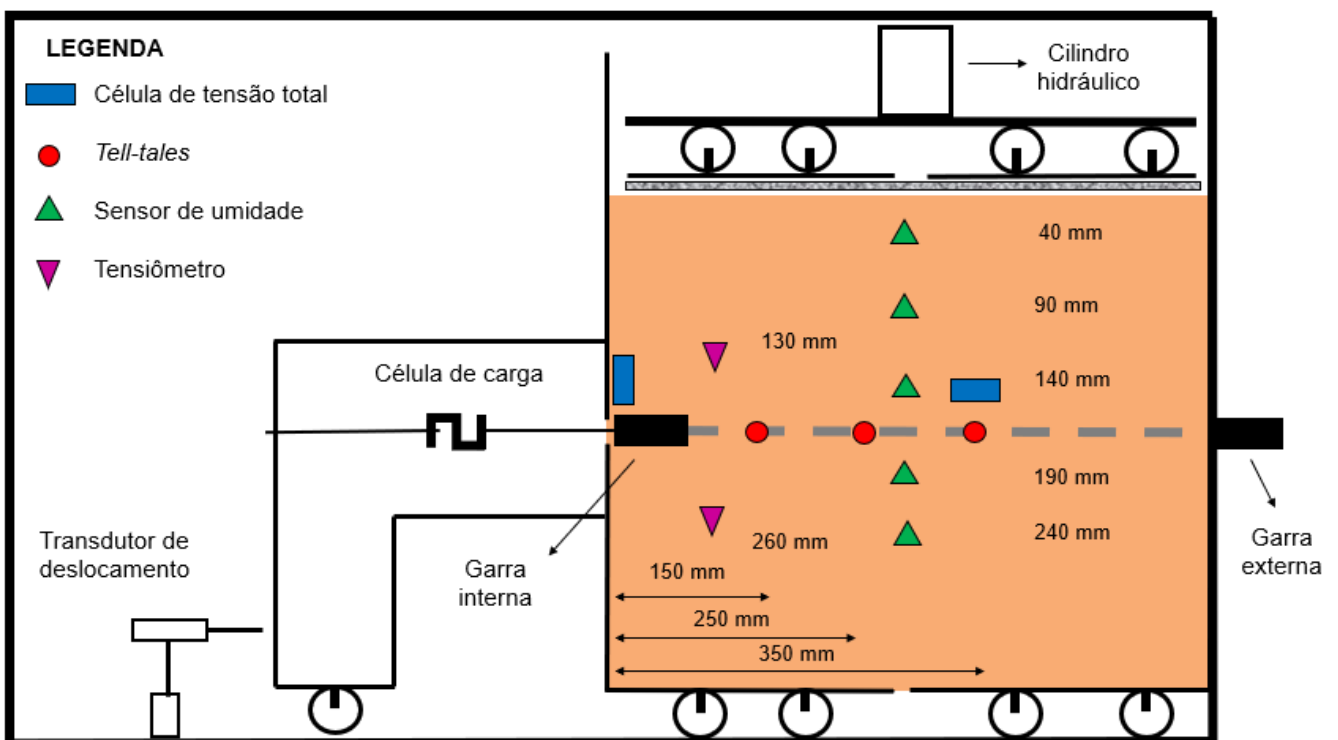


- 1 – Face móvel
- 2 – Face fixa
- 3 – Pórtico
- 4 – Rolamento superior
- 5 – Rolamento inferior
- 6 – Placa de distribuição
- 7 – Cilindro hidráulico
- 8 – Rolamento pórtico
- 9 – Base reforçada
- 10 – Controle aplicação de carga
- 11 – Transdutores de deslocamento
- 12 – Aquisitor de dados
- 13 – Solo reforçado

3.5 INSTRUMENTAÇÃO

Como o objetivo principal desta pesquisa consiste na avaliação do comportamento de reforços geossintéticos perante a tração confinada e consequentes deformações, sujeitos a chuvas de pequena intensidade, diferentes instrumentações foram utilizadas. O comportamento hidráulico do solo e interface foram monitorados com uso de sensores de umidade do tipo FDR e tensiômetros. Já o comportamento mecânico foi avaliado pelo monitoramento dos deslocamentos internos e externos (face móvel), bem como tensões verticais e horizontais dentro do sistema de ensaios. A Figura 3.17 a seguir ilustra a disposição da instrumentação no perfil do equipamento.

Figura 3.17 - Localização instrumentação.



Para o monitoramento das tensões vertical e horizontal foram usadas Células de Tensão Total (CTT) com diâmetros de 27,5 mm. Para a tensão vertical, foi instalada uma célula de tensão com capacidade de 500 kPa, localizada acima do nível do reforço. No caso da tensão horizontal, uma célula de tensão com capacidade de 200 kPa foi instalada, acoplada a face móvel acima do nível do reforço. Antes do início dos ensaios, as células de tensão foram calibradas com o solo arenoso utilizado na pesquisa. As calibrações foram realizadas no equipamento de adensamento presente o Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de São Carlos. As células foram dispostas no cilindro utilizado nos ensaios de adensamento (altura de 25 mm e diâmetro de 75 mm) e cobertas com areia cerca de 20 mm. O sistema de aplicação de carga consistiu no braço de alavanca utilizado

para aumentar as cargas do ensaio de adensamento. A calibração foi realizada com incrementos de pesos no braço de alavanca, os quais geravam variações de tensão nas células. A cada nível de tensão, a voltagem de saída era registrada após sua estabilização, em seguida, novos incrementos de tensão eram aplicados. As células de tensão foram calibradas tanto para o carregamento quanto para o descarregamento. A Figura 3.18 a seguir mostra a disposição da instrumentação no equipamento, enquanto as Figura 3.19 e 3.20 mostram as células utilizadas e suas respectivas curvas de calibrações.

Figura 3.18 - Disposição células de tensão vertical e horizontal.

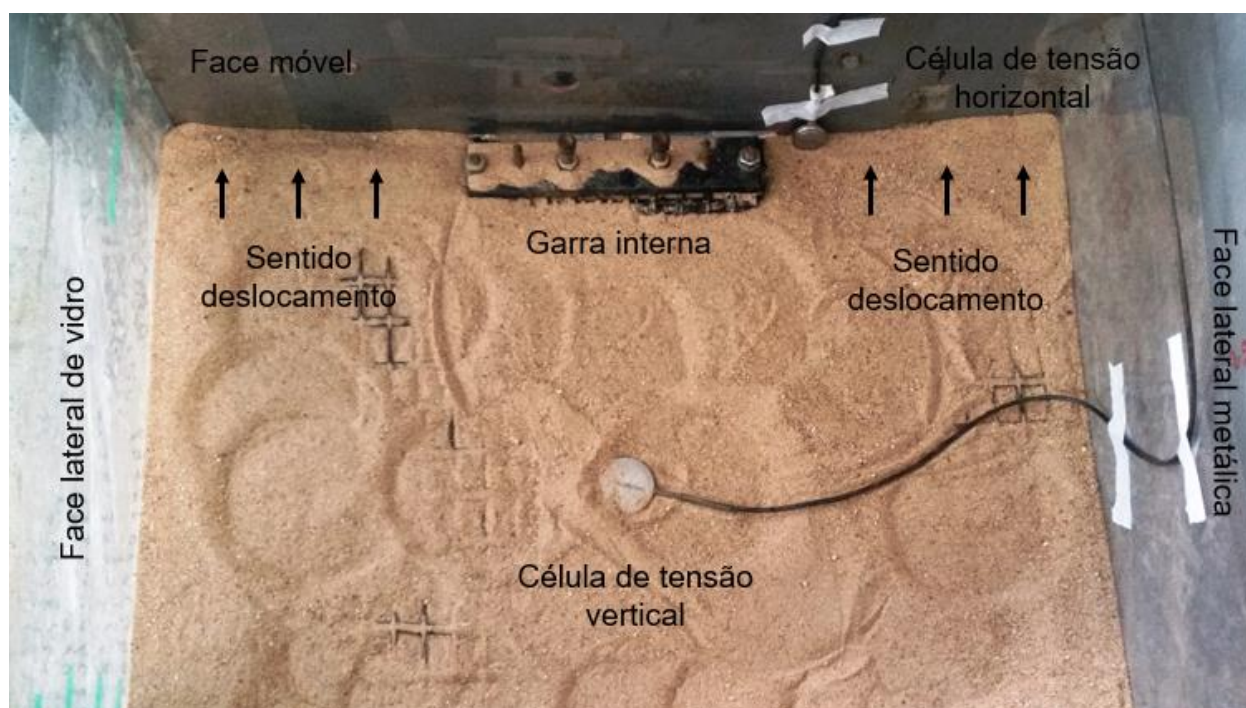


Figura 3.19 - Célula de tensão total.

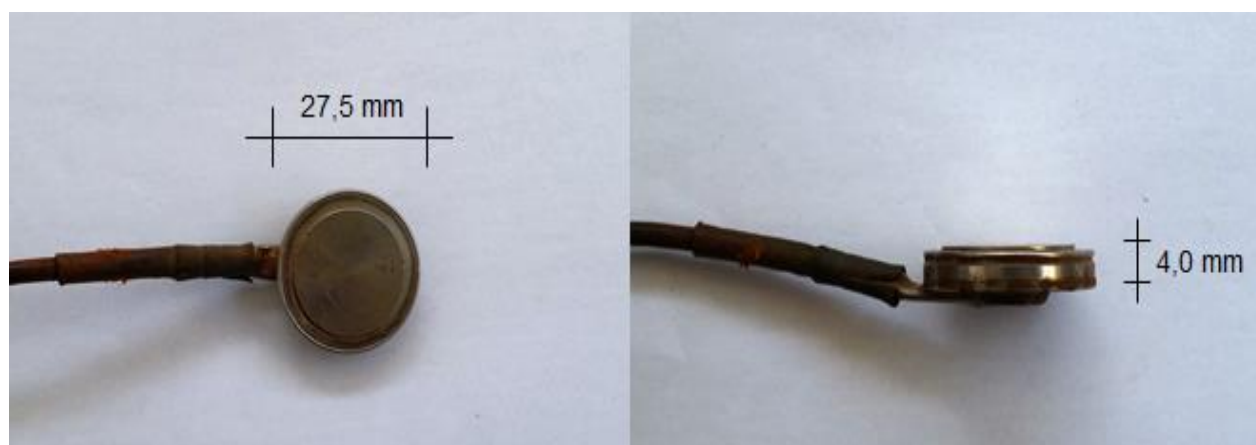
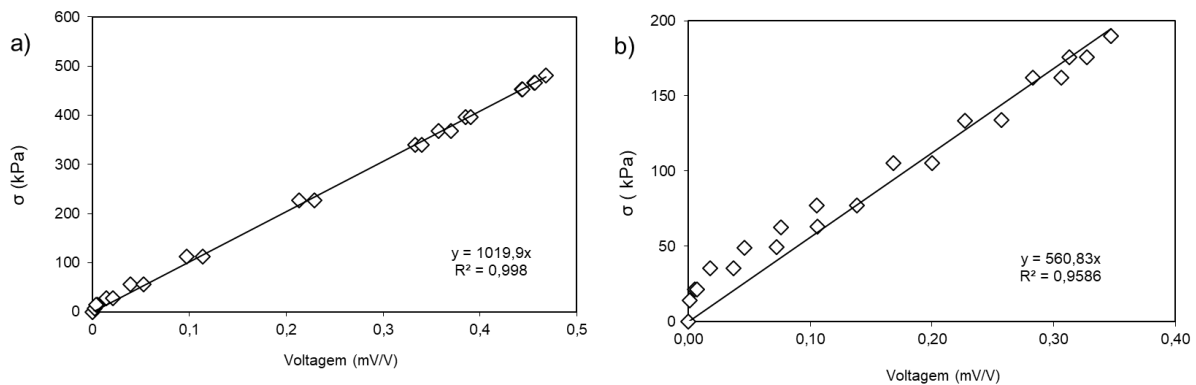


Figura 3.20 - Calibrações células de tensão total: a) Célula utilizada para tensão vertical; b) Célula utilizada para tensão horizontal.



Para leituras de deslocamentos internos nos reforços, o sistema “*tell-tails*” de medidas foi utilizado em três pontos, posicionados a 150, 250 e 350 milímetros da face da parede móvel, respectivamente. Este sistema consiste em fios de aço inoxidável com capacidade de tração de 22,20 N, presos ao reforço em uma das extremidades no ponto desejado e outra extremidade conectada ao sensor de deslocamento. As medidas foram efetuadas através de três transdutores de deslocamento de corda, os quais eram fixos em uma estrutura própria externa ao equipamento e conectados a um aquisitor de dados. As calibrações dos sensores foram realizadas a partir da uma régua milimetrada guia, onde a variação do deslocamento da instrumentação era medida através da voltagem no aquisitor. A seguir, nas Figuras 3.21 e 3.22, pode-se encontrar os pontos internos de medida no reforço, os transdutores utilizados e as curvas de calibração.

Figura 3.21 - a) Transdutores localizados externamente à caixa de ensaios; b) posicionamento dos “*tell-tails*” no reforço.

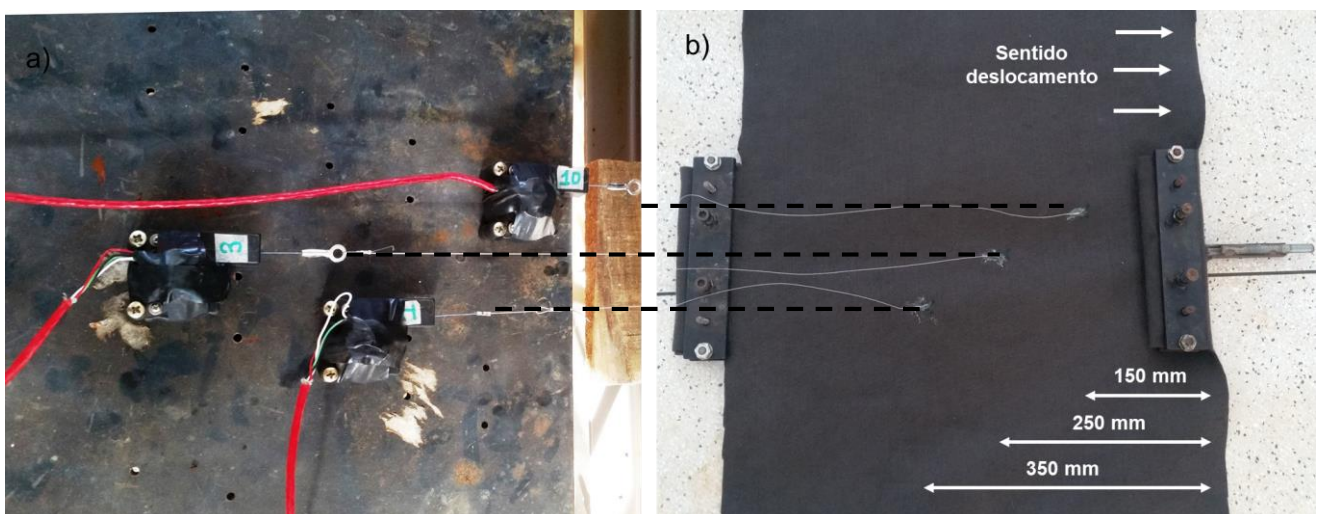
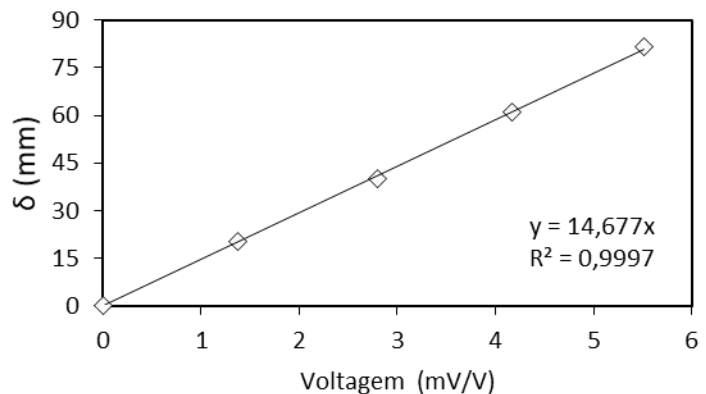
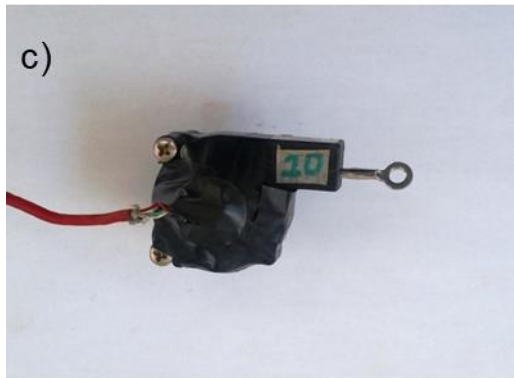
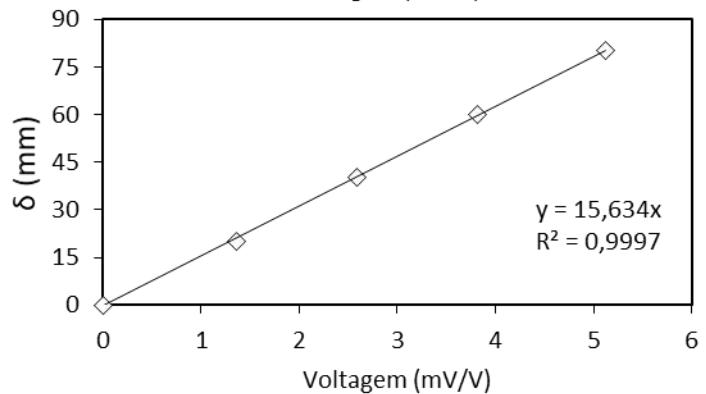
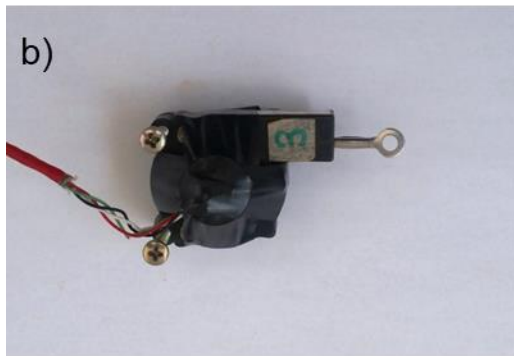
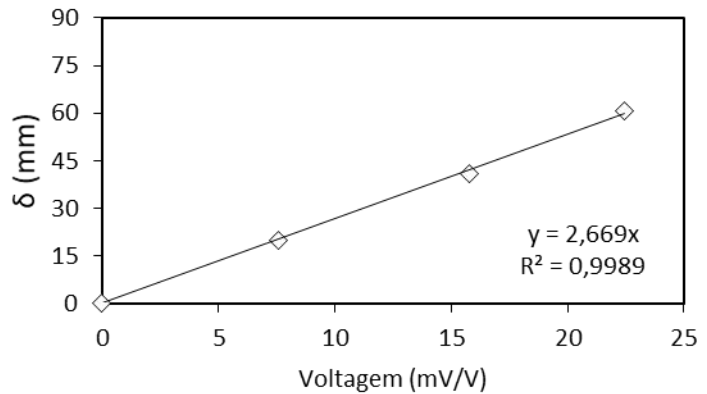
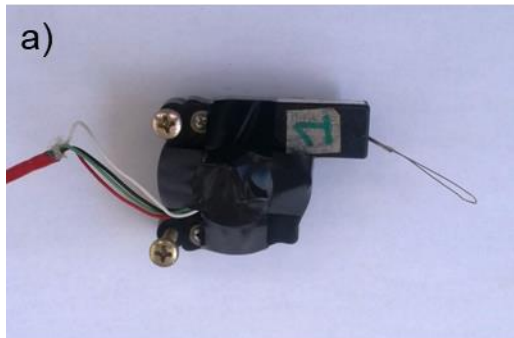


Figura 3.22 - Transdutores de deslocamento de corda utilizados e suas respectivas curvas de calibração: a) Transdutor número 1; b) Transdutor número 3; c) Transdutor número 10.



Medidas externas de deslocamentos foram realizadas com o uso de um transdutor de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Displacement Transformer*), posicionado na face móvel, a qual se movimenta horizontalmente após aplicação da sobrecarga vertical. A calibração do sensor se deu pelo mesmo processo dos transdutores de deslocamentos de corda, variando os deslocamentos do sensor e relacionando com as mudanças de voltagem registrados no aquisitor. O pórtico acoplado à face móvel tem a finalidade de alojar o sistema de transferência da tração mobilizada no reforço para a célula de carga. A calibração da célula de carga consistiu em medir a variação da voltagem a medida que uma série de pesos tracionavam a célula de maneira progressiva. Os sensores podem ser encontrados na Figura 3.23 e as calibrações do transdutor de deslocamento e da célula de carga, na Figura 3.24.

Figura 3.23 - Transdutor de deslocamento na face móvel e célula de carga interligada ao reforço e pórtico.

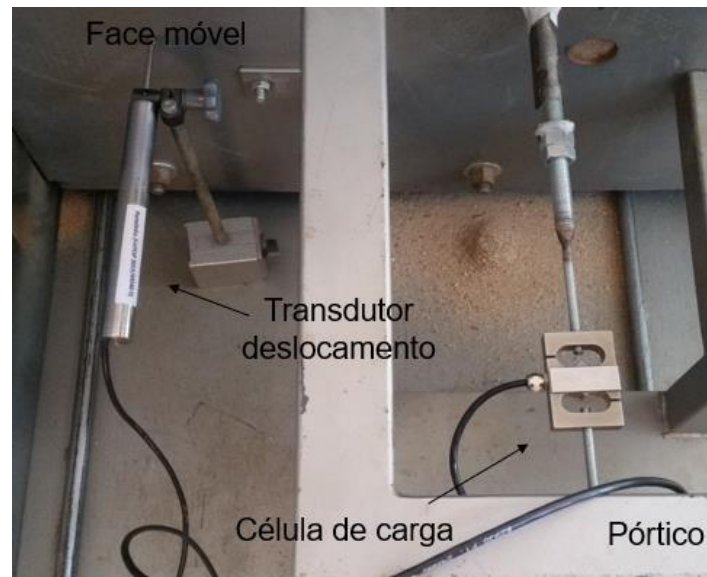
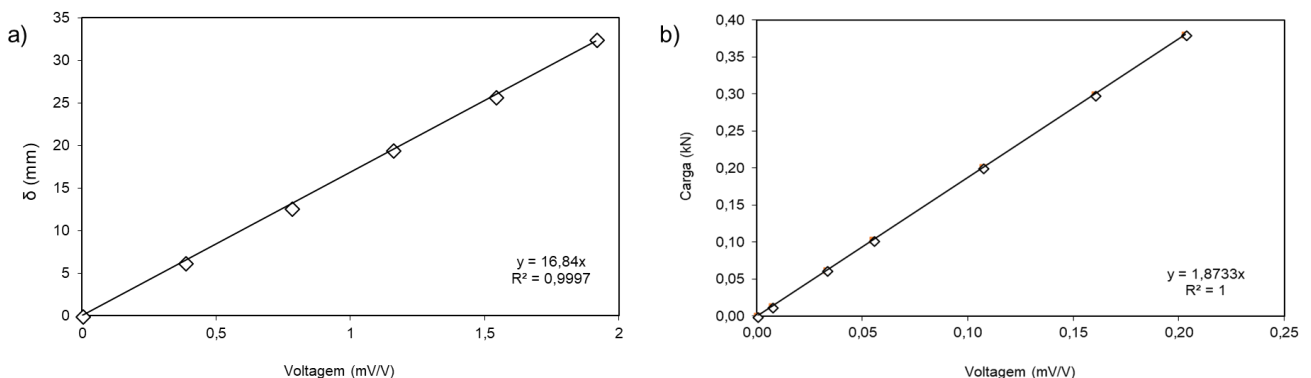


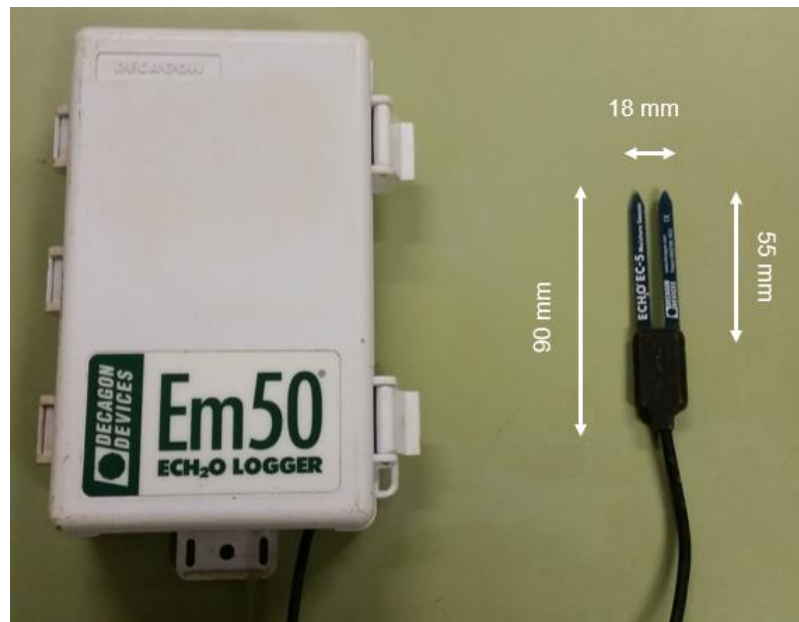
Figura 3.24 – Curvas de calibração: a) Transdutor de deslocamento; b) Célula de carga.



A análise do comportamento hidráulico, a qual pode ser considerada como a resposta hidráulica da interface entre solo e reforço sob efeito de infiltração da água, foi realizada com base no monitoramento das pressões neutras e teores de umidade ao longo do perfil da camada reforçada. Para isso, foram utilizados transdutores de pressões de água (piezômetros ou tensiômetros) que permitiram medidas de pressões negativas (sucção) e pressões positivas (pressões neutras), bem como sensores de umidade do tipo FDR (*Frequency Domain Reflectometer*), para monitoramento do teor de umidade volumétrica do solo. O monitoramento do teor de umidade volumétrica (Θ) em diferentes pontos no interior do modelo reforçado foi realizado com a utilização de sensores de umidade modelo EC-5 da Decagon Devices, Inc. Este sensor consiste num dispositivo do tipo FDR que relaciona a medida da constante dielétrica com o teor de umidade volumétrica do solo. Uma vez que a constante dielétrica da água é muito maior que a constante dielétrica do ar e das partículas sólidas que compõem o solo, a constante dielétrica passa a ser consideravelmente sensível à variação do teor de umidade do sistema solo-ar-água. Os sensores foram localizados a 40, 90, 140,

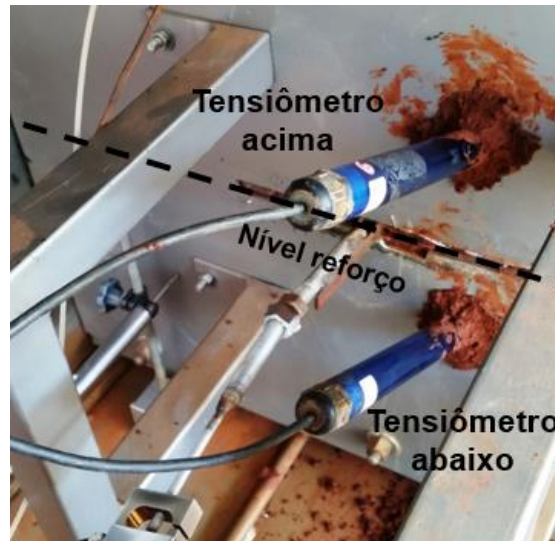
190 e 240 mm de profundidade em relação a cota superior de solo compactado. As profundidades foram estipuladas para avaliar o avanço da frente de umedecimento proporcionado pelo sistema de irrigação instalado na cota superior da camada reforçada. A seguir, na Figura 3.25 podem ser encontrados o aquisitor de dados e o sensor de umidade utilizado.

Figura 3.25 - Aquisição de dados e sensor de umidade volumétrica.



As medidas de sucção foram tomadas com o uso de tensiômetro desenvolvido para este fim. O instrumento permite leituras negativas e positivas de pressões de água cuja sucção é obtida com o uso de uma pedra porosa de pressão de entrada de ar de 200 kPa. O tensiômetro consiste basicamente em um transdutor de pressão de água de alta precisão com a pedra porosa acoplada no transdutor de pressão. A pedra porosa foi inicialmente saturada após inserção em uma câmara triaxial com pressões hidrostáticas geradas a partir de um sistema de interface ar água. Para a saturação, foram aplicados incrementos de pressões de 10 kPa, partindo de 10 a 300 kPa de pressão hidrostática. Os tensiômetros foram inseridos através de duas entradas circulares localizadas na parede móvel, de uma maneira que a pedra porosa fique posicionadas milímetros acima e abaixo do reforço, para uma melhor avaliação dos parâmetros de sucção conforme a frente de umedecimento avança. A calibração adotada foi a fornecida pela fabricante, que corresponde a 10 (mV/V/kPa). A posição dos tensiômetros inclusos no solo CH está presente na Figura 3.26.

Figura 3.26 - Tensiômetros localizados acima e abaixo do nível do reforço.



3.6 MÉTODO DE CÁLCULO DEFORMAÇÕES INTERNAS

Os deslocamentos internos que ocorrem no plano do reforço geossintético da camada reforçada são medidos através de transdutores de deslocamentos por cordas, os quais medem a variação da voltagem no aquisitor de acordo com o deslocamento existente no fio ligado a instrumentação. Após a leitura dos deslocamentos, é possível obter as deformações no geossintético. O cálculo consiste na distância relativa entre dois pontos consecutivos de medidas de deslocamento, encontrando-se um valor médio do segmento entre estes dois pontos. Assim, a deformação é a diferença entre os deslocamentos medidos em dois pontos consecutivos, dividido pela distância inicial entre estes dois pontos, como pode ser calculado pela equação abaixo:

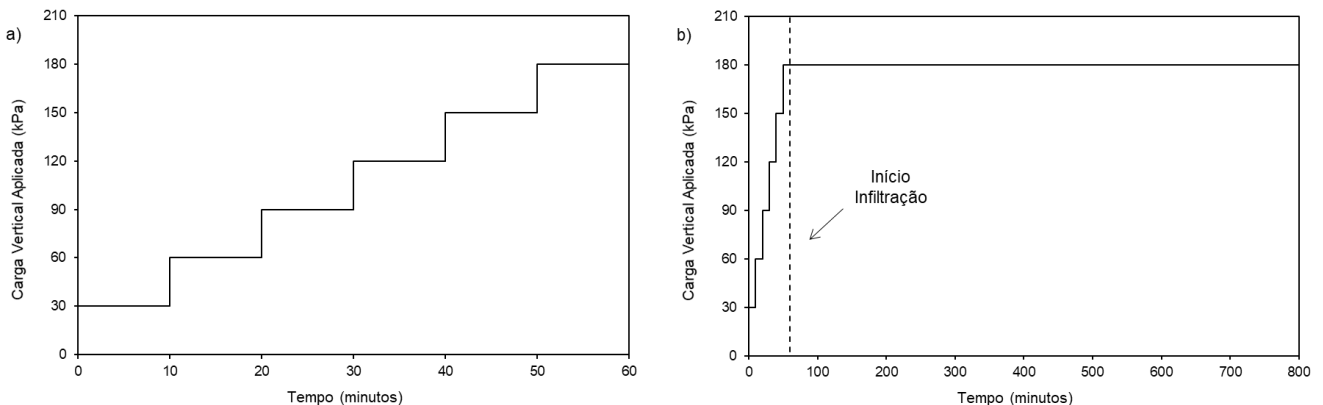
$$\epsilon = \frac{\Delta A - \Delta B}{(A - B)} \quad (2)$$

onde ϵ é a deformação específica, em %, ΔA e ΔB são as variações de deslocamentos nos pontos A e B considerados e $(A - B)$ é a distância entre esses pontos. Utilizada por Benjamim (2006) na determinação de deformações de muros reforçado com geossintéticos, tal metodologia mostrou ser eficiente para o cálculo das deformações em geossintéticos aplicados em estruturas de solo reforçado. Entretanto, esse procedimento apresenta limitações com relação à localização exata da superfície de deformações máximas, pois não fornece com precisão o local exato da deformação.

3.7 PROCEDIMENTO E PROGRAMA DE ENSAIOS

Finalizada as etapas construtivas descritas anteriormente, a tampa de reação é instalada no topo do equipamento, fechando o sistema. A sobrecarga vertical foi aplicada através de dois cilindros hidráulicos posicionados entre a tampa de reação e uma placa rígida que transfere tensões ao solo. Foram exercidas tensões de 15 kPa a cada 10 minutos para ambos os cilindros, os quais foram mantidos constantes, até se atingir a tensão limite de 180 kPa, registrados em ambos manômetros que controlam a aplicação de carga no sistema. Para uma padronização da medidas e unidades utilizadas, os valores de pressão nos cilindros hidráulicos foram convertidos para kPa, resultando em uma taxa de aplicação de 30 kPa por incremento, com uma carga final constante de 180 kPa. Nos ensaios com o solo CH, logo após a estabilização da carga final nos cilindros, 60 minutos (seis incrementos de carga), iniciou-se o processo de infiltração no solo, a uma taxa de 1.05×10^{-7} m/s. Tanto a sobrecarga vertical aplicada final, quanto a taxa de vazão foram mantidas constantes durante todo o ensaio. A Figura 3.27 apresenta o processo de aplicação da carga vertical nos ensaios de tração confinada indireta, assim como o início da infiltração.

Figura 3.27 – Procedimento de ensaio: (a) Regime de carga vertical nos ensaios de tração confinada; (b) Início da infiltração



Foram executados quatro ensaios utilizando o solo SW como material de aterro, um ensaio sem nenhum tipo de reforço incluso na massa de solo e três alterando-se o tipo de geossintético (geogrelha - GG, geotêxtil tecido - GTT e geotêxtil não tecido - GTNT). A mesma sequência de ensaios foi repetida para o solo CH. A seguir, na Tabela 3.3, está o resumo dos ensaios, contendo suas características como o tipo de reforço utilizado, solo empregado, tensão aplicada, taxa de infiltração e a validação do ensaio, cujo critério de aceitação foi a leitura correta de todas as instrumentações empregadas.

Tabela 3.4 - Programa de ensaios

Ensaio	Reforço	Solo	Tensão aplicada	Infiltração	Status
SW 1	Sem	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Negado
SW 2	Sem	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Aceito
SW - GG 1	GG	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Negado
SW - GG 2	GG	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Aceito
SW - GTT 1	GTT	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Negado
SW - GTT 2	GTT	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Negado
SW - GTT 3	GTT	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Aceito
SW - GTNT	GTNT	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Negado
SW - GTNT 2	GTNT	Areia bem graduada (SW)	Progressiva	Sem	Aceito
CH	Sem	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Aceito
CH - GG	GG	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Aceito
CH - GTT 1	GTT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Negado
CH - GTT 2	GTT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Negado
CH - GTT 3	GTT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Negado
CH - GTT 4	GTT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Aceito
CH - GTNT 1	GTNT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Negado
CH - GTNT 2	GTNT	Argila arenosa (CH)	Progressiva / constante	1.05×10^{-7} m/s	Aceito
Coluna infiltração GG	GG	Argila arenosa (CH)	Sem	$33,8 \times 10^{-7}$ m/s	Aceito
Coluna infiltração GTT 1	GTT	Argila arenosa (CH)	Sem	$33,8 \times 10^{-7}$ m/s	Negado
Coluna infiltração GTT 2	GTT	Argila arenosa (CH)	Sem	$33,8 \times 10^{-7}$ m/s	Aceito
Coluna infiltração GTNT 1	GTNT	Argila arenosa (CH)	Sem	$33,8 \times 10^{-7}$ m/s	Negado
Coluna infiltração GTNT 2	GTNT	Argila arenosa (CH)	Sem	$33,8 \times 10^{-7}$ m/s	Aceito
Curva retenção	GTNT	Sem	Sem	Sem	Negado
Curva retenção	GTNT	Sem	Sem	Sem	Aceito
Curva retenção	Sem	Argila arenosa (CH)	Sem	Sem	Aceito

4. DISCUSSÕES E RESULTADOS

4.1 TRAÇÃO MOBILIZADA SOB CONDIÇÕES OPERACIONAIS EM ESR

4.1.1 Tração confinada indireta em solo arenoso

As tensões verticais e horizontais totais foram medidas nos ensaios para fornecerem um melhor entendimento sobre os coeficientes de empuxo existentes nos sistemas reforçados com geossintéticos. A Figura 4.1 mostra as tensões verticais e horizontais totais medidas pelas células de tensão total embutidas na camada reforçada, conforme ilustrado na Figura 3.17. A Figura 4.1a indica o comportamento da tensão vertical no centro da massa de solo, a uma distância vertical de 100 mm do reforço. Da mesma forma, na Figura 4.1b, as tensões horizontais totais são plotadas com o deslocamento da face móvel. Observa-se que as tensões verticais totais medidas para a geogrelha e o geotêxtil tecido foram próximas, com um valor de 180 kPa, com um deslocamento de face de máximo de 15 mm. O geotêxtil não tecido foi o reforço que demonstrou o maior deslocamento de face, próximo a 35 mm, a uma tensão vertical total de 90 kPa. As tensões horizontais totais dos ensaios com geogrelha e geotêxtil tecido apresentaram valores correspondentes a 55 kPa para ambos os reforços, enquanto o valor registrado para o geotêxtil não tecido foi de 30 kPa. Estes resultados demonstram que o nível de tensões verticais para reforços mais extensíveis (geotêxtil não tecido) foi menor do que para os reforços rígidos (geogrelha e geotêxtil tecido), devido a reduzida capacidade de tração e maior deformabilidade existente neste tipo de reforço, como pode ser evidenciado pelo maior deslocamento da face. Consequentemente, o nível de tensões horizontais para os reforços mais rígidos foi maior que em comparação ao reforço mais flexível.

A Figura 4.2 apresenta os coeficientes de empuxo lateral calculados pelas medidas das células de tensão vertical e horizontal totais. Na figura, o coeficiente de empuxo lateral em repouso (linha preta – $K_0 = 0,53$) e ativo (linha vermelha – $K_a = 0,36$) são plotados juntos para comparar os coeficientes medidos durante os ensaios. Nota-se que as inclinações das retas referentes aos reforços geossintéticos empregados foram menores do que os coeficientes de repouso e ativo, demonstram que as tensões ativas de Rankine parecem não ser aplicáveis em análises de projeto de estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob baixos níveis de deslocamentos, os quais representam condições reais de trabalho. No entanto, o fato da tensão horizontal apresentar valores próximos da condição ativa significa que a tensão horizontal não é totalmente mobilizada pelos reforços, como considerado nas análises de projeto de ESR. A teoria de empuxo de Rankine é

conservadora para análises na de condição de trabalho, mesmo em condição considerada de repouso, como observado em muitos outros estudos (EHLICH e MITCHEL 1994, ALLEN et al. 2002, BATHURST et al., 2008, WEERASEKARA et al., 2017, WANG et al., 2018).

Figura 4.1 -Tensões versus deslocamentos da face móvel medidos durante os ensaios com areia: a) Tensões verticais a 100 mm do reforço; b) Tensões horizontais na face móvel.

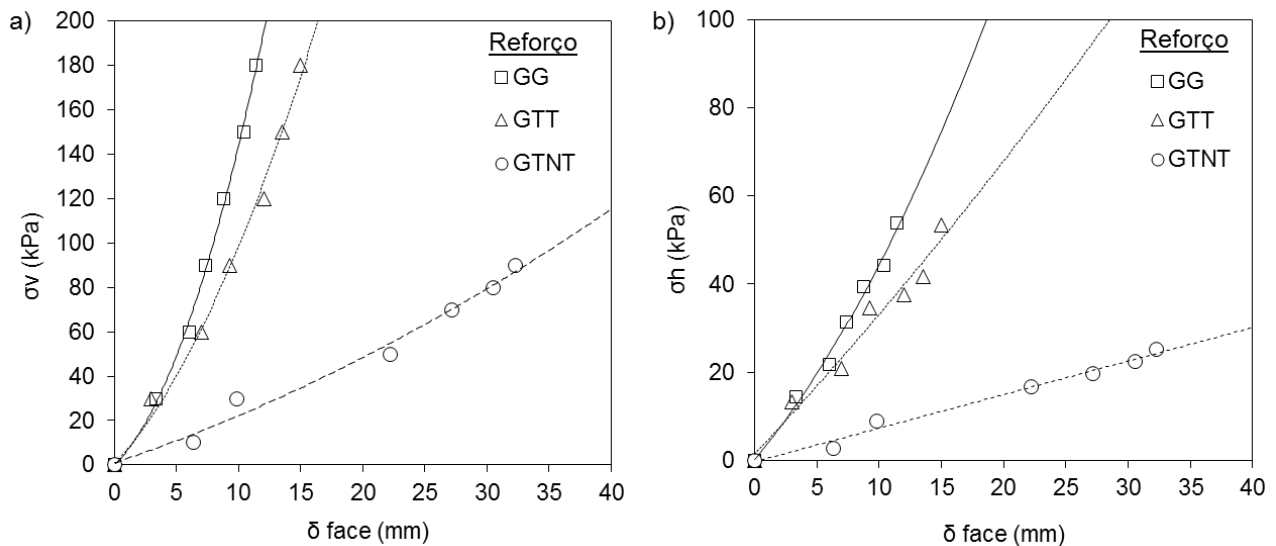
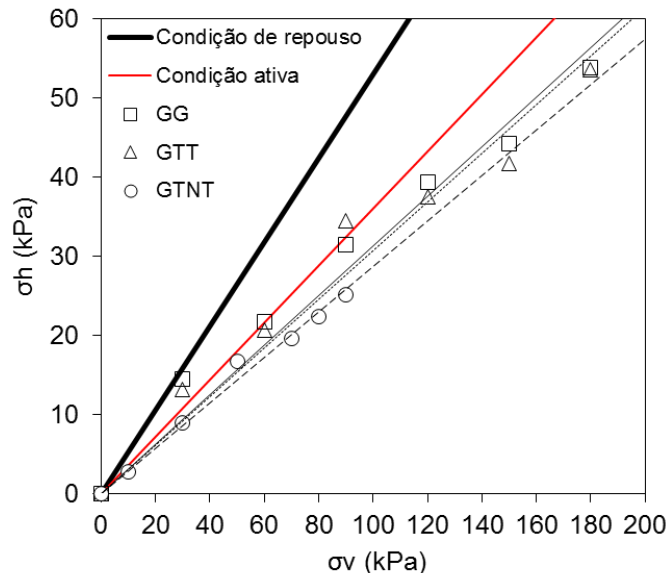


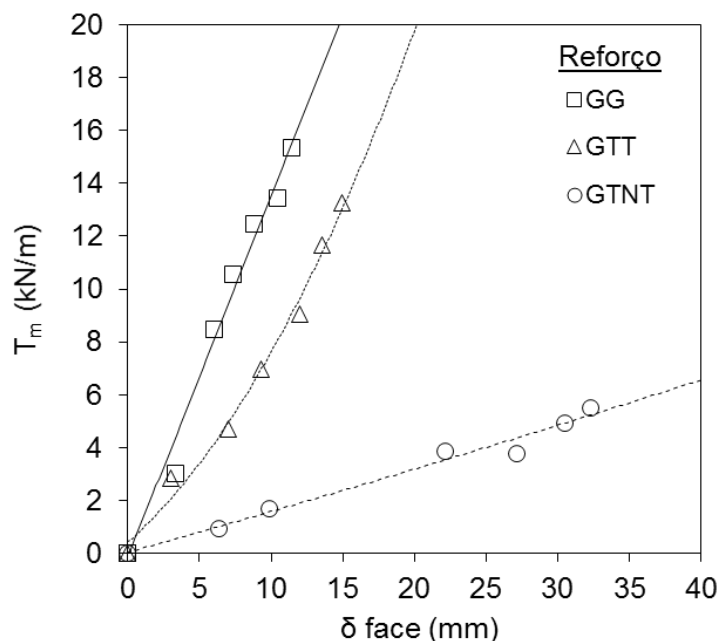
Figura 4.2 - Coeficiente empuxo lateral medido nos ensaios com areia



A Figura 4.3 apresenta a tração mobilizada na face (T_m) medida diretamente com a célula de carga plotada com os deslocamentos da face móvel. O nível da tração mobilizada pela geogrelha (16 kN/m) foi maior que o geotêxtil tecido (13 kN/m) e geotêxtil não tecido (6 kN/m) para o solo arenoso adotado como material de preenchimento. De fato, a alta rigidez da geogrelha de poliéster e a melhor interação com o solo levaram a uma maior mobilização da tração, uma vez que o deslocamento foi restringido pelo uso do geossintético, pois a geogrelha é o reforço que apresenta o menor

deslocamento da face móvel. Em geral, os geossintéticos menos rígidos tendem a mobilizar níveis mais baixos de carga para o mesmo solo de aterro, o que pode também ser atribuído a um possível deslizamento parcial da interface com o solo. Nota-se que nos termos de tração mobilizada, tanto a geogrelha quanto o geotêxtil tecido possuem valores próximos, enquanto o geotêxtil não tecido apresentou o menor valor para a tração mobilizada e o maior valor para o deslocamento da face móvel. Em termos de tração medida, o LSGS demonstra valores coerentes de carga de tração quando comparado a outros dispositivos de tração no solo e estruturas de solo reforçado com geossintéticos presentes na literatura (WHITTLE et al. 1993; EHRLICH e MITCHEL 1994; BATHURST et al. 2008).

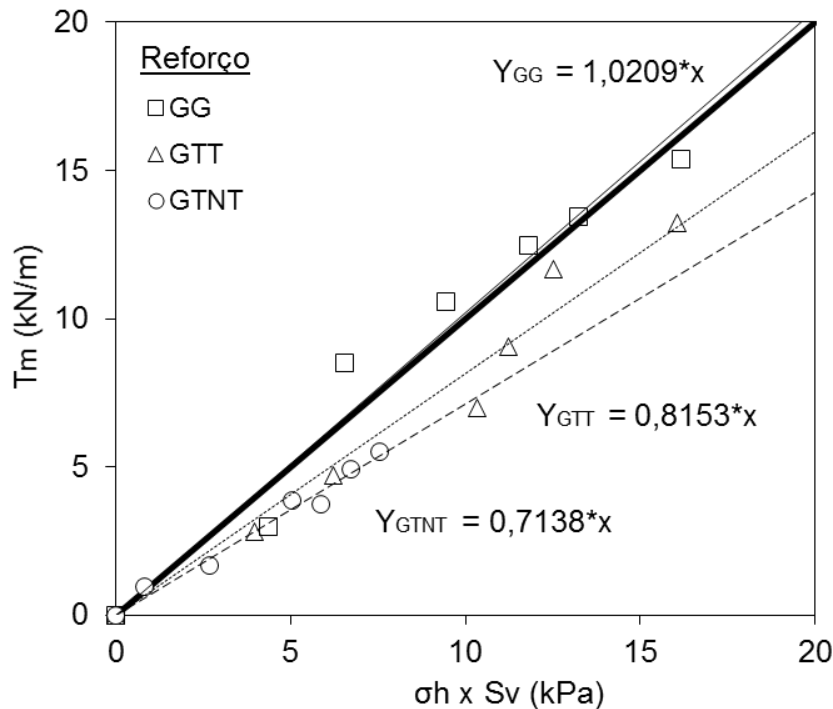
Figura 4.3 - Tração mobilizada na face por reforços geossintéticos versus deslocamentos da face móvel.



A Figura 4.4 compara a tração mobilizada, medida pela célula de carga, com a tração calculada utilizando-se a tensão horizontal interna medida no LSGS, multiplicada pela área tributária S_v . Nas análises de projetos, a área tributária de cada reforço é geralmente adotada como o espaçamento vertical entre reforços. No LSGS, a área tributária foi assumida como toda a espessura do sistema reforçado (distância da base até o topo do sistema reforçado), a qual apresenta um valor de $S_v = 360$ mm. A Figura 4.4 demonstra que, sob condições de trabalho, somente a geogrelha mobilizou todo o empuxo lateral, como pode ser evidenciado pela inclinação da reta correspondente ($Y_{GG} = 1.02 * x$), demonstrando a boa interação entre reforço e material de aterro granular. Entretanto, o geotêxtil tecido e o geotêxtil não tecido não mobilizam todo empuxo lateral como é considerado nas análises de projeto, uma vez que os valores de tração mobilizadas variam de 19% a 29% ($Y_{GTT} = 0.81 * x$; $Y_{GTNT} = 0,71 * x$) da tração calculada pelas tensões horizontais medidas. Este comportamento é

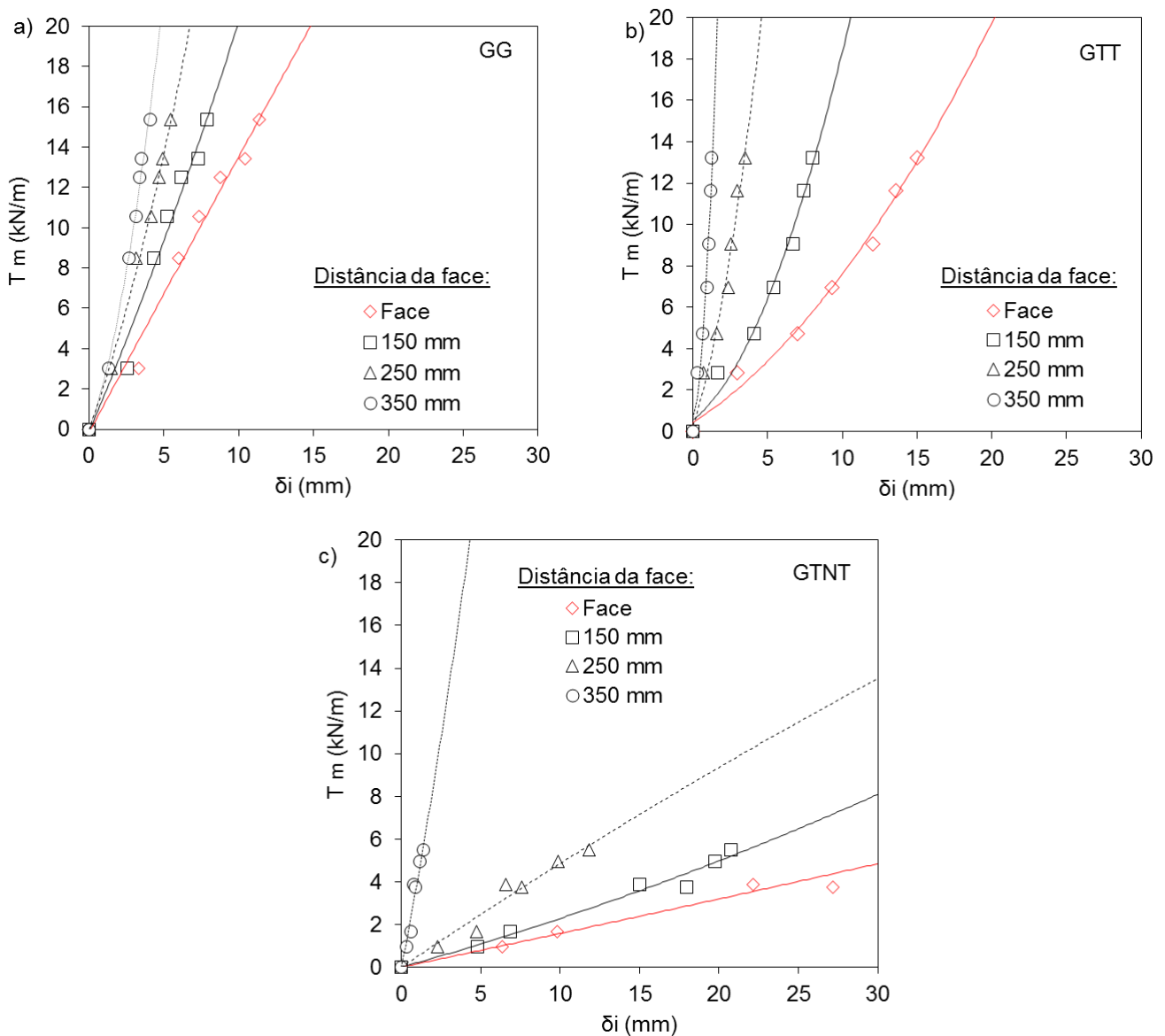
potencialmente atribuído a baixa interação que ocorre na interface solo-geossintético, como discutido por Weerasekara et al. (2017).

Figura 4.4 - Tração mobilizada *versus* tração calculada através da tensão horizontal.



Na Figura 4.5, as trações mobilizadas pelo diferentes geossintéticos são plotadas com os deslocamentos internos medidos por extensômetros, que foram usados para medir os deslocamentos nas distâncias de 150 mm, 250 mm e 350 mm da face móvel. A Figura 4.5a mostra o comportamento do deslocamento interno para a geogrelha, enquanto as Figuras 4.5b e 4.5c apresentam os comportamentos dos geotêxteis tecido e não-tecidos, respectivamente. Como esperado, os geossintéticos mais rígidos levaram a menores deslocamentos, porém apresentaram maiores valores de tração mobilizada. Além disso, os geossintéticos mais rígidos (geogrelha e geotêxtil tecido) apresentavam valores de deslocamentos da face próximos aos deslocamentos medidos a 150 mm. Essa similaridade indica que a aderência do reforço a garra interna foi suficiente e não afetou o funcionamento do ensaio nem a interação solo-reforço. No que diz respeito à diferença de deslocamentos para o geotêxtil não tecido, deve-se à baixa rigidez do reforço, que levou a um maior deslocamento na face. Os resultados também mostram que os maiores deslocamentos ocorreram quanto mais próximos foram os pontos de medida da parede móvel, fato compatível com a distribuição do deslocamento em ESR (BENJAMIM et al. 2007, PORTELINHA et al. 2014).

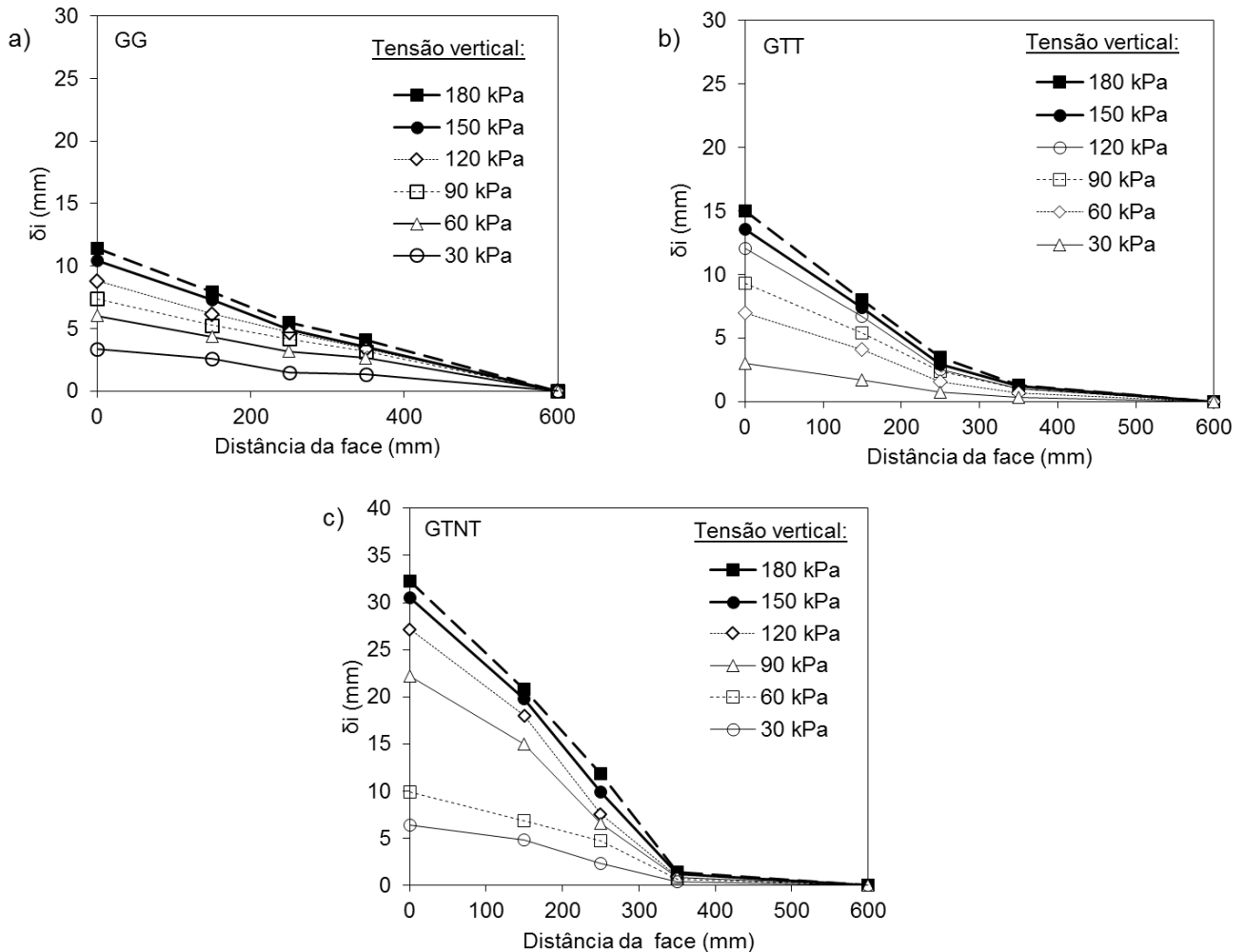
Figura 4.5 - Tração mobilizada pelos geossintéticos versus deslocamentos internos (ensaios com areia): a) geogrelha; b) geotêxtil tecido; c) geotêxtil não tecido.



A Figura 4.6 demonstra a distribuição dos deslocamentos internos ao longo do comprimento do reforço geossintético para os diferentes estágios de tensão vertical aplicados durante os ensaios. Os resultados mostram que a distribuição dos deslocamentos obtidos nos ensaios foi bastante semelhante aos observados nos reforços de ESR com geossintéticos, em que os deslocamentos são maiores quanto mais próximos da face (BENJAMIM et al. 2007, PORTELINHA et al. 2014). Constatase que os geotêxteis tecidos e não-tecido obtiveram nenhum deslocamento significativo na distância de 350 mm da face móvel, enquanto a geogrelha obteve deslocamento significativo neste ponto de medida. Como a geogrelha proporciona uma melhor interação com areia quando comparada a geotêxteis tecidos e não-tecidos, a transferência de tensão resulta em uma melhor distribuição dos

deslocamentos ao longo do comprimento do reforço. Este comportamento valida a transferência de tensão na Figura 4.5a discutida previamente.

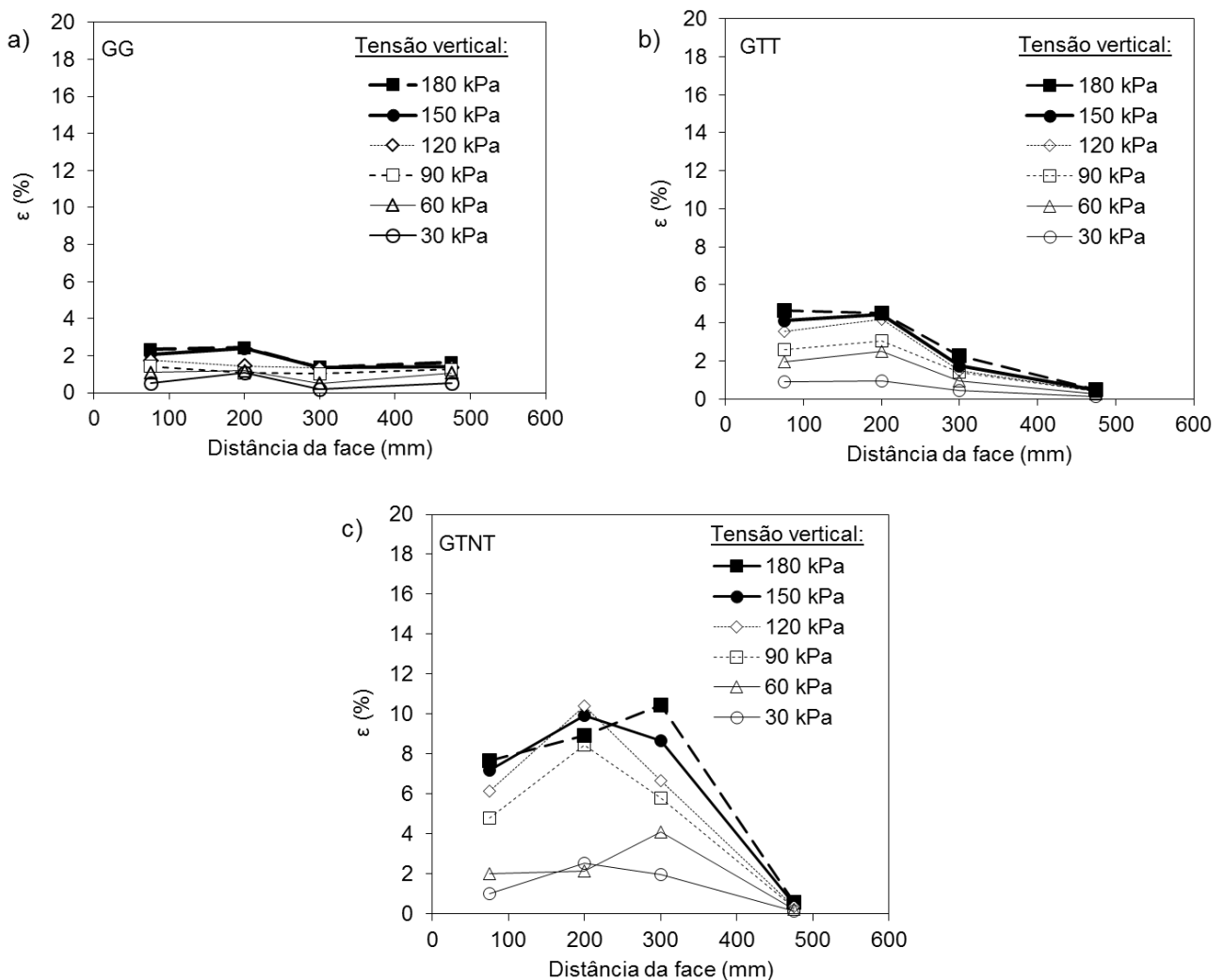
Figura 4.6 - Distribuição dos deslocamentos internos nos ensaios realizados com areia: a) geogrelha; b) geotêxtil tecido; c) geotêxtil não tecido.



Os resultados dos deslocamentos internos foram utilizados para calcular a distribuição das deformações ao longo dos reforços. Os valores médios das deformações no reforço foram obtidos pela diferença de deslocamentos relativos entre dois pontos consecutivos de extensômetros divididos pela distância inicial entre os mesmos pontos. Neste método de cálculo de deformações, a localização da deformação calculada entre dois pontos consecutivos de deslocamentos não é precisa e presumiu-se que ocorre na distância média dos pontos consecutivos. A Figura 4.7 apresenta a distribuição de deformações ao longo do comprimento da geogrelha (Figura 4.7a), geotêxtil tecido (Figura 4.7b) e geotêxtil não tecido (Figura 4.7c). O nível de deformações foi menor para o reforço de geogrelha em comparação com os geotêxteis tecido e não tecido, além de não apresentar pontos de deformações máximas notáveis. Este comportamento é atribuível à maior rigidez do material, mesmo

a geogrelha mobilizando maiores valores de tensões vertical e horizontal. No ensaio com o geotêxtil não tecido, em relação a distância da face onde se localiza as maiores deformações, nota-se que existem picos bem definidos e os valores estão localizados entre 200 e 300 mm da face, distância a qual se encontra a abertura dos rolamentos presentes na base e topo da massa de solo. Tal relação valida o funcionamento do LSGS, que tem como premissa a imposição de um plano preferencial de deformações máximas, localizado a 300 mm da face móvel.

Figura 4.7- Distribuição deformações no reforço: a) geogrelha; b) geotêxtil tecido; c) geotêxtil não tecido.



Observa-se que os níveis de deslocamentos e deformações são compatíveis com aqueles observados em ESR com geossintéticos sob condições típicas de trabalho relatados na literatura, com tensões verticais compatíveis, rigidez de reforço e solo de aterro similar. Bathurst et al. (2000) relataram deformações máximas de 14% em um teste em escala real de uma estrutura reforçada com geossintéticos de 3,60 m com sobrecarga de 85 kPa. No estudo, uma geogrelha extrudada relativamente extensível, com módulo similar do geotêxtil tecido adotado no presente estudo, foi usada para reforçar um material de areia bem graduada. Deve-se notar que o nível de deformações

da Figura 4.7b foi semelhante ao encontrado por Bathurst et al. (2000). Helwany et al. (1999) realizaram um estudo paramétrico de uma ESR com geossintéticos com 3,00 m de altura. Os autores concluíram que o uso de um material de aterro SW reforçado com um geossintético de rigidez de 50 kN/m resultou em 3% de deformação máxima, o qual é semelhante aos resultados obtidos pelo LSGS utilizando geogrelha (Figura 4.7a).

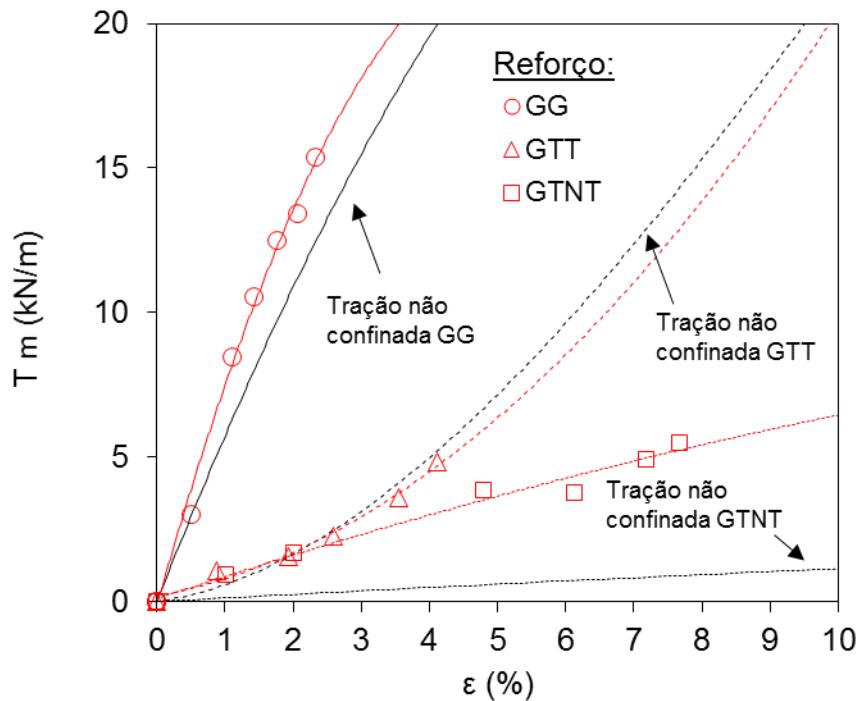
Um aspecto interessante a ser discutido é o fato de que o geotêxtil não tecido apresentou um nível semelhante de deformações do geotêxtil tecido considerando o mesmo estágio de carregamento (30 kPa e 60 kPa). Portelinha et al. (2014) monitoraram seções em escala real de ESR com geotêxteis tecido e não tecidos, nas quais os autores observaram a mesma semelhança nas deformações para baixos níveis de tensões verticais. Isto é provavelmente devido à impregnação de partículas nos poros do geotêxtil não tecido e ao efeito do confinamento do solo. Os resultados da Figura 4.7 também demonstram que o LSGS levou a um local de pico de deformação na proximidade do espaçamento entre carros que impõe um plano preferencial de deformações máximas (Figura 3.1). Esta é uma evidência de que os mecanismos da LSGS são adequados para simular uma camada de solo reforçada com geossintéticos.

A Figura 4.8 compara as curvas de tração mobilizada pela deformação total nos geossintéticos obtidas pelo LSGS com as curvas obtidas através do ensaio de tração não confinada. Como apresentado nos resultados anteriores, a geogrelha uniaxial de poliéster obteve o maior valor de tração mobilizada conjuntamente com o menor valor de deformação, sendo os pares de valores na ordem de 15,0 kN/m (tração mobilizada) e 2,3 % (deformação), resultando assim em uma rigidez de 652 kN/m. Apesar de possuírem grandes diferenças na rigidez nos ensaios de tração não confinada, tanto o geotêxtil tecido quanto o geotêxtil não tecido apresentaram curvas muito semelhantes, onde um baixo nível de tração foi mobilizada, na ordem de 5,0 kN/m. Entretanto, maiores deformações foram registradas para o geotêxtil não tecido, devido a sua maior flexibilidade em comparação ao geotêxtil tecido. A rigidez para o geotêxtil tecido no ensaio de tração confinada em solo arenoso foi de 117 kN/m, enquanto para o geotêxtil não tecido foi de 72 kN/m. Quando comparado o valor da rigidez obtido nos ensaios com o LSGS com a rigidez obtida pelo ensaio de tração não confinada, nota-se que a geogrelha obteve um ligeiro acréscimo em seu valor, principalmente para as deformações iniciais (até 3.0 % de deformação). O geotêxtil tecido apresentou uma ligeira queda no valor de rigidez, enquanto o geotêxtil não tecido foi o reforço que apresentou o maior aumento na rigidez devido ao confinamento em solo arenoso, chegando a ser quatro vezes maior no ensaio realizado pelo LSGS (a uma deformação de 7.0 %).

O confinamento e o efeito da interação solo-geossintético mostrou ter um papel fundamental no comportamento tensão-deformação de reforços em estruturas de solo reforçado, onde a melhor interação ocorreu para a geogrelha, por se tratar de um reforço com aberturas entre os tramos, o que permitiu uma melhor distribuição das partículas de solo e conseqüentemente, um maior valor na tração registrada. Por serem reforços planares, os quais separam em duas porções distintas a massa

de solo reforçado, o geotêxtil tecido e o geotêxtil não tecido apresentaram menores valores na tração mobilizada.

Figura 4.8 - Comparação entre as curvas de tração mobilizada pela deformação total nos ensaios realizados pelo LSGS com areia e tração não confinada: a) geogrelha; b) geotêxtil tecido; c) geotêxtil não tecido.



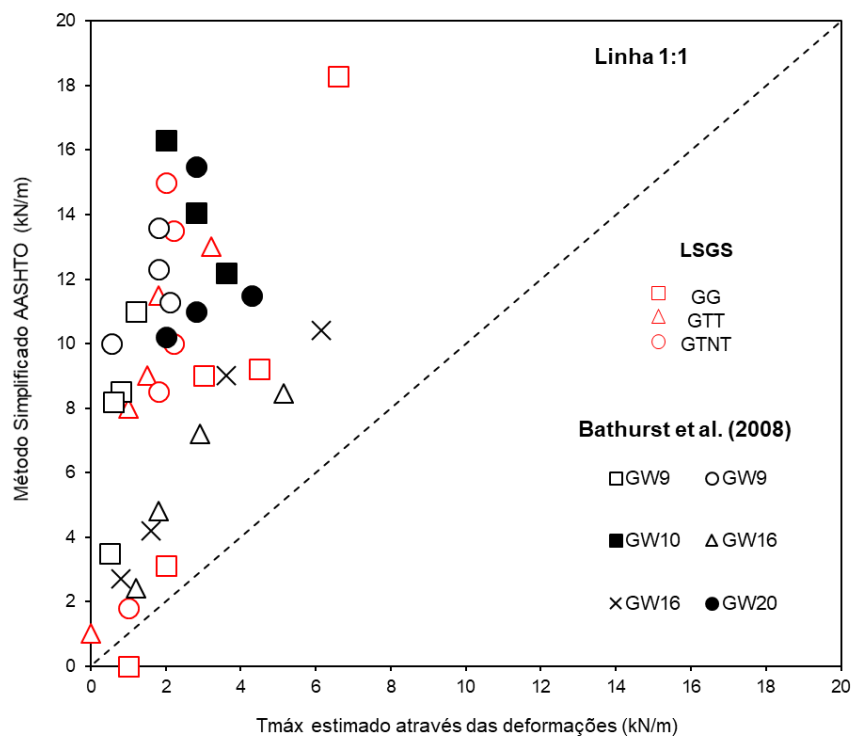
A Tabela 4.1 compara os resultados obtidos de diferentes equipamentos de tração confinada como solo presentes na literatura. As metodologias utilizadas demonstram uma melhoria significativa na rigidez de geotêxteis não tecidos, variando de 1,5 a 5 vezes a rigidez não confinada. No caso de geogrelhas e geotêxteis tecidos, as melhorias não foram significativas, como observado para reforços mais flexíveis. Os resultados do LSGS forneceram dados comparáveis com aqueles encontrados na literatura técnica.

A Figura 4.9 compara os resultados da tração medida pelo LSGS com as trações medidas em ESR com geossintéticos, relatadas por Bathurst et al. (2008). As estruturas relatadas pelos autores foram construídas utilizando materiais de preenchimento granular, muitos deles semelhantes à areia utilizada neste programa experimental. Os resultados do LSGS são comparáveis às estruturas marcadas nas figuras (GW9, GW10, GW16 e GW20) por apresentarem reforços e materiais de aterro semelhantes. Deve-se notar que as trações fornecidas pelo equipamento foram muito semelhantes às obtidas nas estruturas de monitoramento, o que valida as condições operacionais simuladas pelo LSGS em solo arenoso.

Tabela 4.1 - Comparação dos resultados de diferentes equipamentos de tração confinada com solo.

Autores	Ensaio	Não confinado		Confinado			Mecanismo
		Geossintético	$J_{nconf.}$ (kPa)	Solo ϕ (°)	$J_{conf.}$ (kPa)	$J_{conf.} / J_{nconf.}$	
Wilson-Fahmy et al. (1993)	Tração-confinada	Geotêxtil tecido	120	-	130	1.1	Tração direta
		Geotêxtil não tecido agulhado	14	-	33	2.4	
Boyle et al. (1996)	UCD – Unit Cell Device	Geotêxtil tecido polipropileno	470	Areia (42°)	587.5	1.3	Tração indireta
		Geotêxtil não tecido agulhado	60		100	1.7	
Franca et al. (2014)	Tração-confinada	Geogrelha poliéster	200	Areia fofa	340	1.7	Tração direta
Ling et al. (1992)	Tração-confinada	Geotêxtil não tecido agulhado	40	Areia fina uniforme	100	2.5	Tração direta
McGown et al. (1982)	Tração-confinada	Geotêxtil não tecido agulhado	10	Areia	50	5.0	Tração direta
Kokkalis and Papacharisis (1989)	Tração-confinada	Geotêxtil não tecido agulhado	20	Areia Leighton Buzzard	56	2.8	Tração direta
Won and Kim (2007)	Tração-confinada	Geotêxtil não tecido agulhado	156.4	Areia média fina	600	3.8	Tração direta
Equipamento LSGS	LSGS	Geotêxtil não tecido agulhado	10	Areia média para grossa	56	5.6	Tração indireta
		Geotêxtil tecido	110		120	1.1	
		Geogrelha poliéster	200		300	1.5	

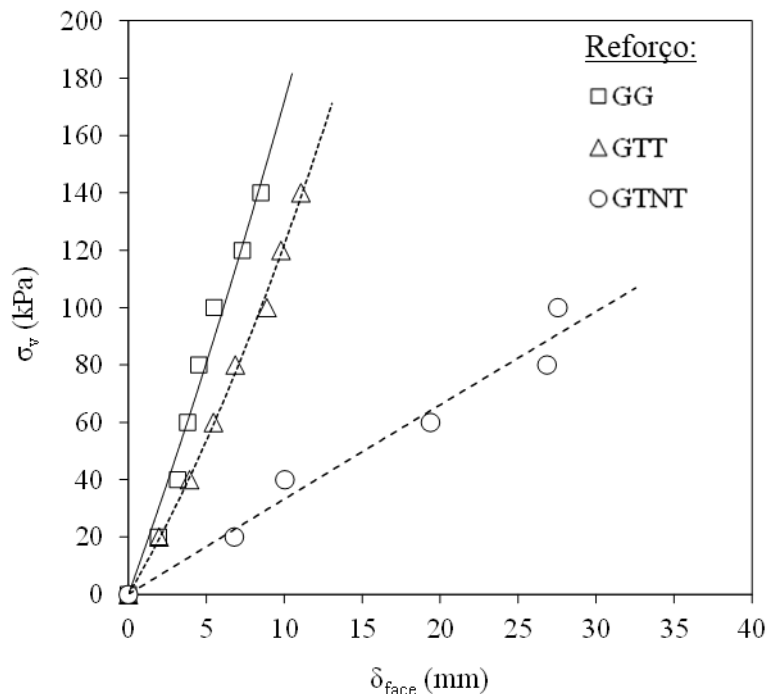
Figura 4.9 – Comparação entre cargas de tração medidas pelo LSGS e as obtidas por Bathurst et al. (2008) em estruturas de solo reforçadas em solo arenoso.



4.1.2 Tração confinada indireta em solo argiloso

Nos ensaios de tração indireta em solo argiloso, as medidas efetuadas pela célula de tensão total horizontal foram inconsistentes, sendo estas excluídas das análises referentes à argila como material de aterro. A Figura 4.10 mostra as tensões verticais medidas pela célula de tensão total embutida na camada reforçada, como presente na Figura 3.17. Observa-se que as tensões verticais totais medidas apresentam valores próximos a 150 kPa para a geogrelha e geotêxtil tecido e 100 kPa para o geotêxtil não tecido. Como já verificado nos ensaios com areia, o nível de tensões verticais para o reforço mais extensível (geotêxtil não tecido) foi menor do que para os reforços rígidos, devido a reduzida capacidade de tração e grande deformabilidade do reforço. Os resultados demonstram também uma tendência da geogrelha e do geotêxtil tecido de mobilizarem maiores tensões verticais e, possivelmente, transferirem maiores valores de tensões horizontais. No caso do geotêxtil não tecido, um maior nível de deslocamentos horizontais ocorreu devido à redução da mobilização das tensões vertical e horizontal. O geotêxtil tecido foi o reforço que apresentou o maior deslocamento da face móvel, 27 mm, já a geogrelha e o geotêxtil tecido apresentaram valores próximos a 10 mm.

Figura 4.10 – Tensões verticais a 100 mm do reforço, versus deslocamentos da face móvel medidos durante os ensaios com solo argiloso.

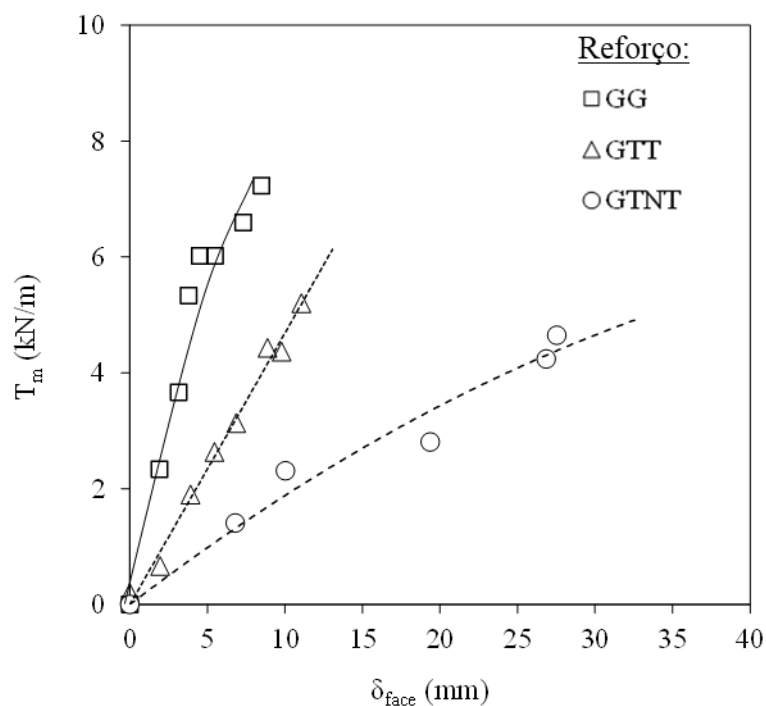


A Figura 4.11 mostra a tração mobilizada (T_m) medida diretamente com a célula de carga plotada com os deslocamentos da face móvel para os ensaios com o solo argiloso. O nível da tração mobilizada pela geogrelha foi maior que o mobilizado pelo geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido, para o solo argiloso adotado como material de preenchimento, apresentando valores na ordem de 7.5

kN/m para a geogrelha, 5.0 kN/m para o geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido. De fato, a alta rigidez da geogrelha de poliéster levou a uma maior mobilização da tração, já que o deslocamento foi restringido pelo uso deste geossintético. Embora o geotêxtil não tecido seja um reforço menos rígido quando comparado com o geotêxtil tecido, ambos os apresentaram valores de tração mobilizada muito próximos, porém os deslocamentos da face no ensaio com o geotêxtil não tecido foram cerca de três vezes maiores que os demais geossintéticos. comportamento este que demonstra uma coerência nos resultados para ambos os materiais de aterro empregados.

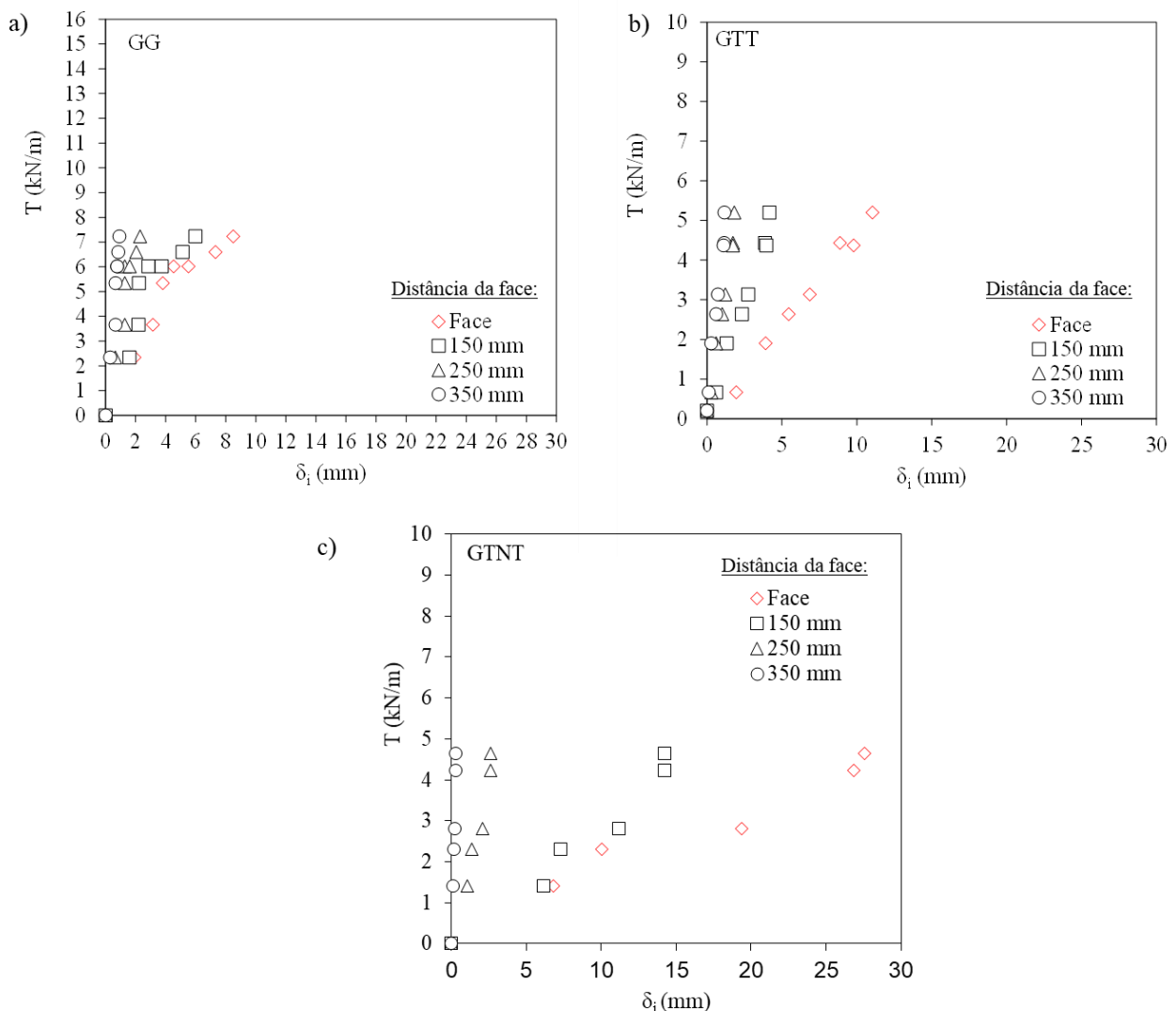
Como os reforços geossintéticos avaliados apresentaram valores de tensão vertical total próximos para ambos os solos de aterro utilizados, é possível realizar uma comparação da tração mobilizada. A geogrelha confinada em areia apresentou o maior valor entre resultados, e cerca de duas vezes maior que a tração mobilizada pelo mesmo reforço confinado em solo argiloso. A configuração espacial da geogrelha (abertura dos tramos) permitiu uma melhor interação na interface, pois possibilitou que a massa de solo preenchesse os vazios existentes nas aberturas. Assim, quando o solo arenoso solicitou a geogrelha, o reforço mobilizou maiores valores de tração. O geotêxtil tecido apresentou valores de tração mobilizada cerca de três vezes maiores quando incluso em solo arenoso quando comparado com o solo argiloso. Nota-se aqui a influência da interação presente na interface solo arenoso-reforço, onde em um solo com maior aderência (solo granular) mostrou-se mais resistente em comparação com o solo fino. O mesmo fenômeno não ocorreu nos ensaios com o geotêxtil não tecido, pois os valores da tração mobilizada foram próximos para ambos os materiais de aterro.

Figura 4.11 - Tração mobilizada por reforços geossintéticos versus deslocamentos da face móvel.



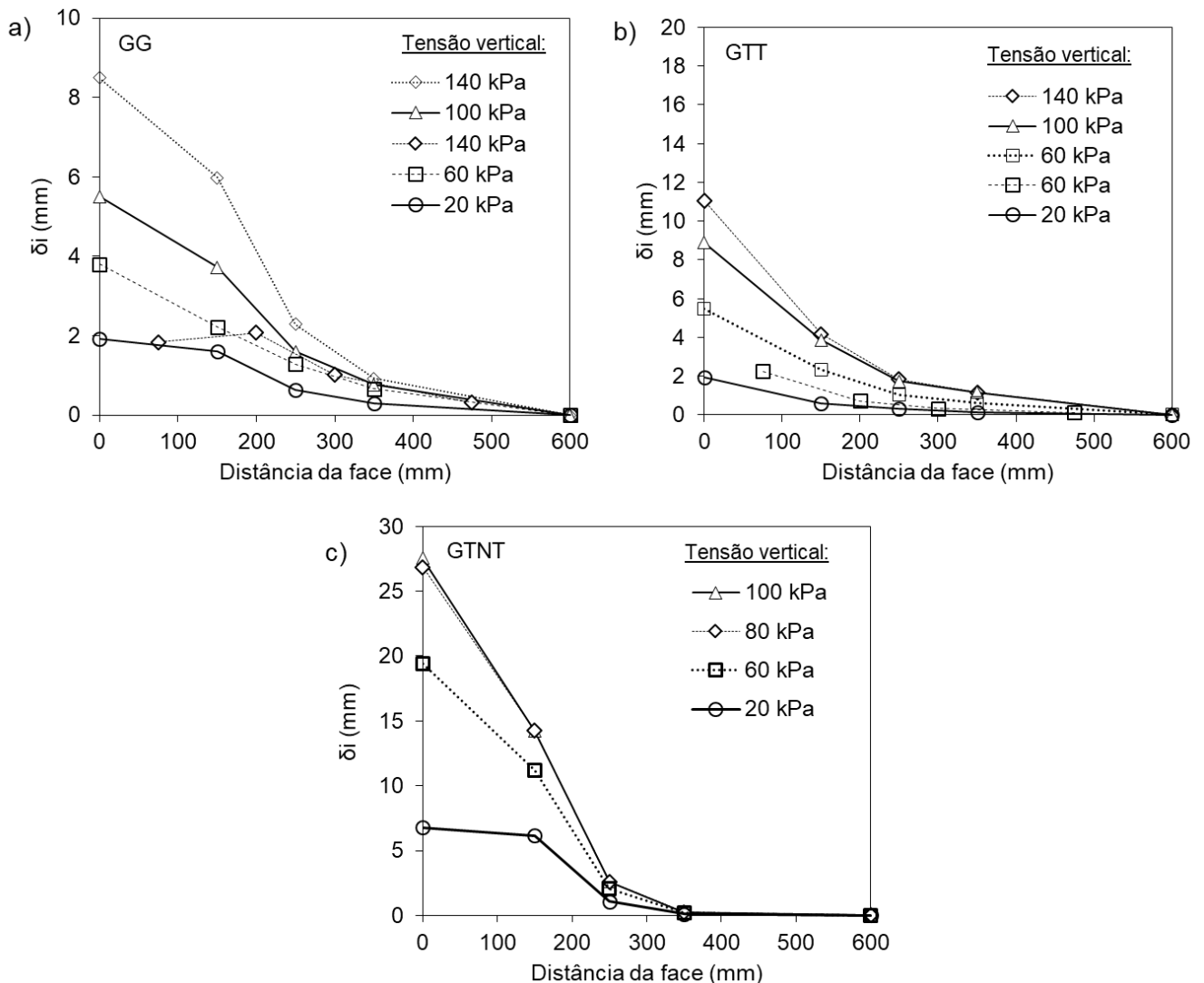
Na Figura 4.12, as trações mobilizadas pelos diferentes geossintéticos são plotadas com os deslocamentos internos medidos por extensômetros, que foram usados para medir os deslocamentos nas distâncias de 150 mm, 250 mm e 350 mm da face móvel. A Figura 4.12a mostra o comportamento do deslocamento interno para a geogrelha, enquanto as Figuras 4.12b e 4.12c apresentam os comportamentos dos geotêxteis tecido e não tecidos, respectivamente. Como esperado, os geossintéticos mais rígidos (geogrelha e geotêxtil tecido) levaram a menores deslocamentos internos, próximos a 5,0 mm, porém, apresentaram maiores valores de tração. Além disso, os geossintéticos apresentavam valores de deslocamentos da face próximos aos deslocamentos medidos a 150 mm de distância, para todos os reforços utilizados. Constata-se que o geotêxtil não tecido não apresentou deslocamento significativo na distância de 350 mm da face móvel, enquanto a geogrelha e o geotêxtil tecido apresentam deslocamentos neste ponto considerado. Comportamento este que pode ser ligado a maior flexibilidade e alongamento do geotêxtil não tecido, o qual apresentou deslocamentos internos muito superiores aos demais reforços.

Figura 4.12 - Tração mobilizada pelos geossintéticos versus deslocamentos internos com argila: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



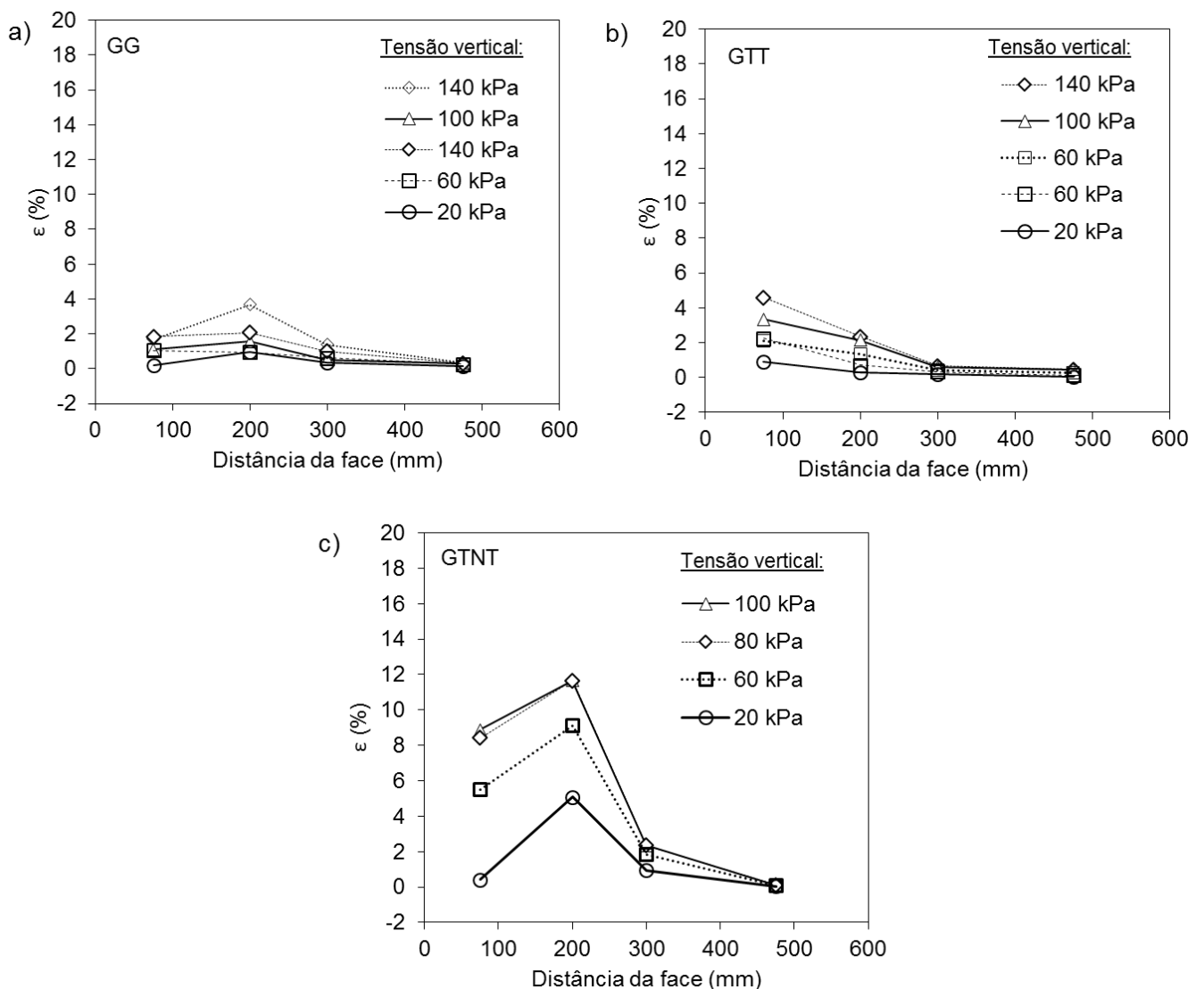
A Figura 4.13 mostra a distribuição dos deslocamentos internos ao longo do comprimento do reforço geossintético para diferentes estágios de tensão vertical aplicados durante os ensaios. Os resultados mostram que as distribuições dos deslocamentos obtidos nos ensaios foram muito semelhantes aos observados nos reforços de ESR com geossintéticos, em que os deslocamentos são maiores quanto mais próximos da face (BENJAMIM et al. 2007, PORTELINHA et al. 2014). Interessante notar que no incremento de carga vertical inicial, 20 kPa, todos os reforços apresentaram o mesmo comportamento. No entanto, para incrementos maiores, os reforços mais rígidos (geogrelha e geotêxtil tecido) obtiveram valores de deslocamentos próximos, enquanto os deslocamentos do geotêxtil não tecido foram consideravelmente maiores em comparação.

Figura 4.13 - Distribuição dos deslocamentos internos nos ensaios realizados com argila: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



A Figura 4.14 mostra a distribuição de deformações ao longo do comprimento da geogrelha (Figura 4.14a), geotêxtil tecido (Figura 4.14b) e geotêxtil não tecido (Figura 4.14c) inclusos no solo argiloso. O nível de deformações foi o mesmo para o reforço de geogrelha e geotêxtil tecido, próximo a 4%, devido à maior rigidez destes materiais, com pontos de máximos localizadas a 200 mm da face móvel para a geogrelha, e a 75 mm para o geotêxtil tecido. Para o geotêxtil não tecido, os níveis de deformações foram cerca de três vezes maiores e apresentaram um ponto de pico bem definido localizado a 200 mm da face móvel.

Figura 4.14 - Distribuição deformações no reforço com argila: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



A geogrelha inclusa em solo arenoso apresentou um valor máximo de deformação de 2.5% a cerca de 200 mm da face móvel, e um valor de 4% neste mesmo ponto quando inclusa em solo argiloso. Devido à grande rigidez da geogrelha, a distribuição das deformações em ambos ensaios foi semelhante, apresentando uma disposição uniforme em todos os pontos avaliados no reforço.

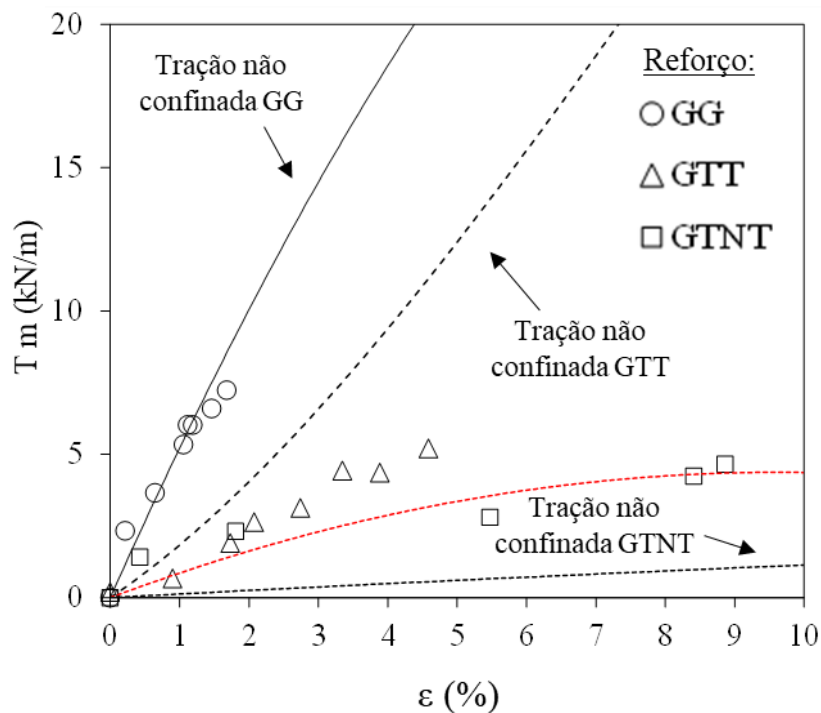
Disposição esta que também foi uniforme no ensaio com o LSGS para ambos os solos com o geotêxtil tecido, onde a 200 mm da face móvel encontra-se um pico bem definido com um valor de 4.5% para o solo arenoso e 5.0% para o solo argiloso. Interessante notar que o mesmo geotêxtil apresentou uniformidade na distribuição das deformações quando incluso em solo argiloso, com uma tendência de maiores deformações quanto mais próximo da face móvel. O mesmo comportamento em relação a deformação aconteceu nos ensaios realizados com o geotêxtil não tecido, onde os picos de deformações ocorrem próximos a distância de 200 mm da face móvel nos dois ensaios. Os resultados do ensaio com o geotêxtil não tecido confinado em solo argiloso demonstram que o LSGS levou a um local de pico de deformação na proximidade do espaçamento entre carros que impõe uma superfície preferencial de deformações máximas (Figura 3.1), tanto para o solo arenoso quanto para o solo argiloso. Esta é uma evidência de que os mecanismos da LSGS são adequados para simular uma camada de solo reforçada com geossintéticos para ambos os materiais de aterro avaliados.

A Figura 4.15 compara as curvas de tração mobilizada pela deformação total nos geossintéticos obtidas pelo LSGS com as curvas obtidas através do ensaio de tração não confinada nos ensaios realizados com solo argiloso como material de aterro. Como apresentado nos resultados anteriores, a geogrelha uniaxial de poliéster obteve o maior valor de tração mobilizada conjuntamente com o menor valor de deformação, sendo os pare de valores na ordem de 8,0 kN/m e 1,9 %, resultando uma rigidez média de ensaio de 546 kN/m. Apesar de possuírem grandes diferenças na rigidez nos ensaios de tração não confinada, tanto o geotêxtil tecido quanto o geotêxtil não tecido apresentaram curvas muito semelhantes, onde um baixo nível de tração foi mobilizada, na ordem de 5,0 kN/m. Entretanto, maiores deformações foram registradas para o geotêxtil não tecido, devido a sua maior flexibilidade em comparação ao geotêxtil tecido. A rigidez para o geotêxtil tecido no ensaio de tração confinada em solo argiloso foi de 145 kN/m, enquanto para o geotêxtil não tecido foi de 63 kN/m. Quando comparado o valor da rigidez obtido nos ensaios com o LSGS com a rigidez obtida pelo ensaio de tração não confinada, nota-se que a geogrelha não sofreu nenhuma mudança, permanecendo muito próxima a curva obtida no ensaio de tração não confinada. Já O geotêxtil tecido apresentou uma queda no valor de rigidez, enquanto o geotêxtil não tecido foi o reforço que apresentou o maior aumento na rigidez incluso no solo argiloso, devido ao confinamento em solo arenoso e impregnação das partículas no reforço, chegando a cerca de quatro vezes maior no ensaio realizado pelo LSGS (a uma deformação de 9.0 %).

Interessante notar que as curvas de tração-deformação da geogrelha em ambos os solos foram praticamente as mesmas e muito próximas ao ensaio de tração não confinada. Apesar dos valores de tração mobilizada medidas diretamente nos ensaios serem diferentes (15 kN/m para o solo arenoso e 8 kN/m para o solo argiloso), quando avaliadas as curvas de rigidez-deformação nota-se o mesmo comportamento, demonstrando que o tipo de solo confinante pouco influenciou na rigidez do sistema ensaiado quando a geogrelha foi utilizada como reforço. Comparadas as curvas de tração-

deformação para o geotêxtil tecido, nota-se um pequeno aumento na rigidez do reforço quando confinado em solo arenoso (Figura 4.8), e uma ligeira queda para o solo argiloso. Os resultados para ambos os solos indicam que apesar do confinamento gerado pelo material de aterro, o geotêxtil tecido não apresentou mudanças no comportamento das curvas tração-deformação, permanecendo próximo a curva obtida pela ensaio de tração não confinada. O reforço que apresentou o maior aumento nas curvas tração-deformação, e conseqüentemente em sua rigidez, foi o geotêxtil não tecido. A impregnação das partículas de solo argiloso no reforço melhorou a interação solo-geossintético, porém fica evidente que o confinamento foi a principal razão do ganho de resistência do sistema. Por ser um reforço de filamentos curtos de poliéster agulhados, o confinamento em solo proporcionou uma restrição na deformação, gerando assim um ganho na rigidez. O aumento na rigidez de geotêxteis não tecido confinados em solo foi também relatado por Boyle et al. (1996) e Won e Kim (2007).

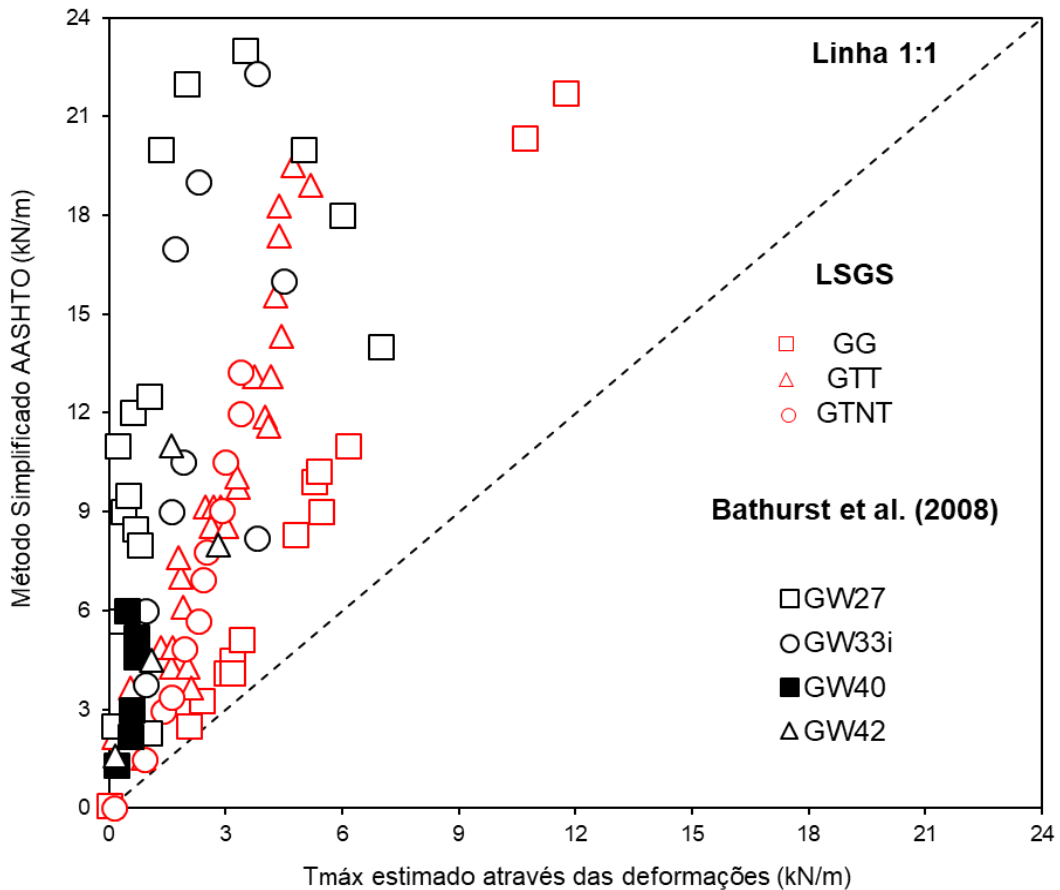
Figura 4.85 - Comparação das curvas tração-deformação entre ensaios de tração não confinada e ensaios no LSGS com argila: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



A Figura 4.16 compara os resultados da tração medida pelo LSGS com as trações medidas em ESR com geossintéticos, relatadas por Bathurst et al. (2008). As estruturas relatadas pelos autores foram construídas utilizando materiais de preenchimento coesivo, semelhantes ao solo argiloso utilizado nos ensaios aqui presentes. Os resultados do LSGS são comparáveis às estruturas marcadas nas figuras (GW27, GW33i, GW40 e GW42) por apresentarem reforços e materiais de aterro semelhantes. Deve-se notar que as trações fornecidas pelo equipamento foram muito

semelhantes às obtidas nas estruturas de monitoramento, o que valida as condições operacionais simuladas pelo LSGS em solo argiloso.

Figura 4.16 - Comparação entre cargas de tração medidas pelo LSGS e as obtidas por Bathurst et al. (2008) em estruturas de solo reforçadas em solo argiloso.



4.2 ENSAIOS INFILTRAÇÃO EM SOLO ARGILOSO

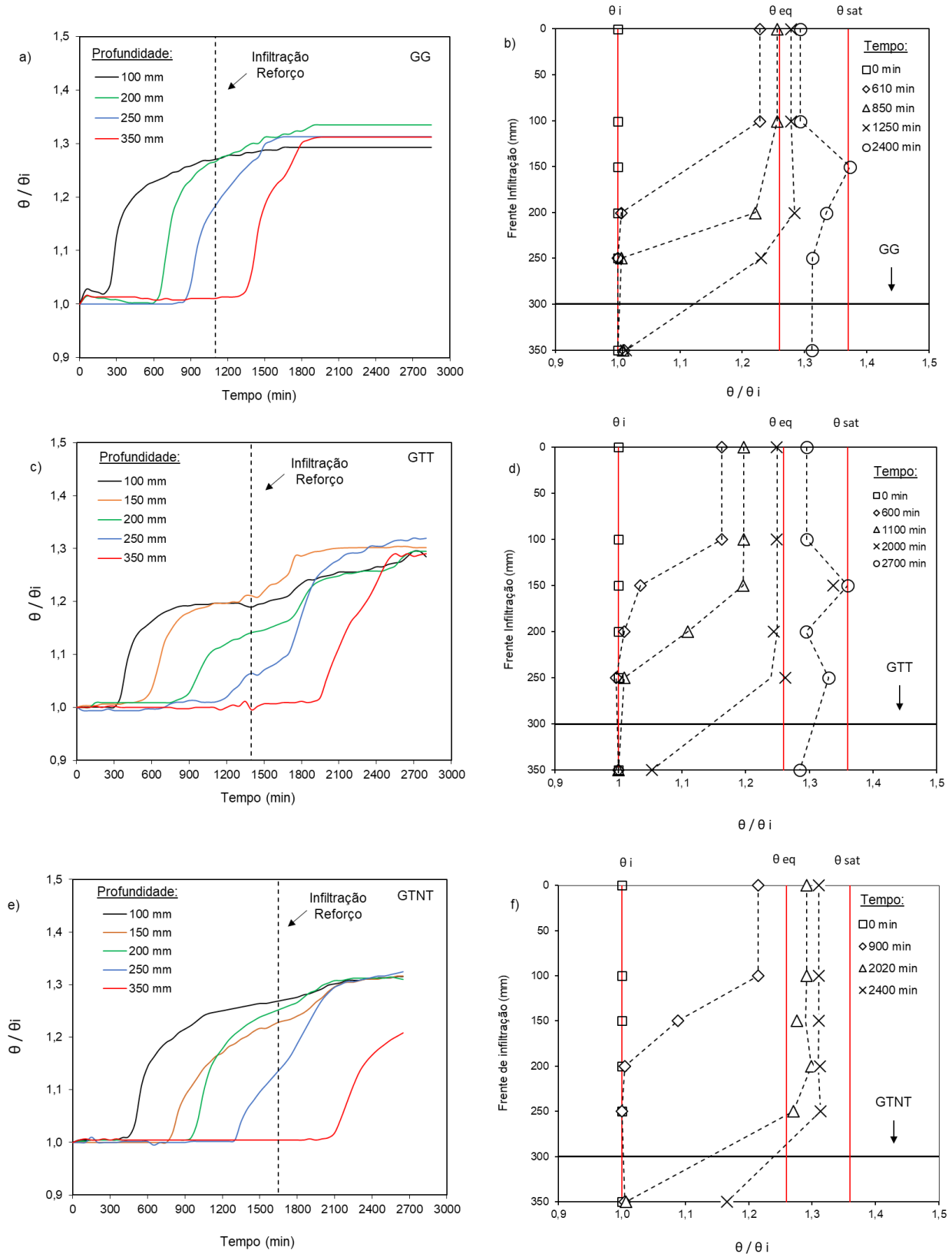
Ensaio de coluna de infiltração foram realizados para o três geossintéticos empregados neste trabalho com o intuito de avaliar o comportamento hidráulico dos mesmos em condições de confinamento proporcionada pelo solo argiloso. As Figuras 4.17a e 4.17b apresentam os resultados da coluna de infiltração para a geogrelha. Nota-se que a frente de infiltração avança sem impedimentos no perfil de solo, com uma taxa de infiltração de média de $3,38 \times 10^{-6}$ m/s. Já as Figuras 4.17c e 4.17d mostram os resultados da coluna de infiltração para o geotêxtil tecido. Neste ensaio é perceptível um atraso na frente de infiltração em comparação com o ensaio realizado com a geogrelha. Tal atraso ocorre quando a frente de infiltração alcança o nível do reforço (300 mm), que devido a presença do geotêxtil tecido, retardou o avanço da umidade. Esse retardo pode ser evidenciado pelo maior tempo decorrido para a frente de infiltração alcançar o último sensor de umidade. Apesar do geotêxtil tecido retardar o avanço da frente de infiltração, o sensor de umidade a 250 mm de profundidade (50 mm acima do reforço) não demonstrou um acúmulo de água acima do

reforço, e a mesma avança com uma taxa de infiltração média de $2,99 \times 10^{-6}$ m/s (do topo para o fundo).

Os resultados da coluna de infiltração para o geotêxtil não tecido estão presentes nas Figuras 4.17e e 4.17f. No ensaio nota-se que a frente de infiltração alcança o último sensor de umidade, localizado 50 mm abaixo do reforço, em um tempo maior que em comparação com os demais geossintéticos. A taxa de infiltração média no ensaio foi de $2,77 \times 10^{-6}$ m/s, inferior a obtida no ensaio de coluna com o geotêxtil tecido. Apesar do geotêxtil não tecido retardar o avanço da frente de infiltração, não se evidencia o registro de acúmulo de água uma vez que o sensor pode estar acima da suposta barreira capilar. Através dos perfis de infiltração, foi possível estabelecer três teores de umidade normalizados característicos: teor de umidade inicial (θ_i), teor de umidade de equilíbrio (θ_{eq}) e teor de umidade de saturação (θ_{sat}). O teor de umidade inicial possui o valor de $\theta / \theta_i = 1,00$ pois é o valor inicial normalizado e serve de base para acompanhar as variações decorrentes da infiltração. O teor de umidade de equilíbrio possui valor de $\theta_{eq} / \theta_i = 1,26$, sendo este o valor referente a infiltração transiente sob condição de equilíbrio. O valor do teor de umidade volumétrico de equilíbrio significa que o processo de infiltração ocasionou um aumento de 26% na umidade da massa de solo. Já o teor de umidade de saturação possui valor de $\theta_{sat} / \theta_i = 1,36$, pois é o valor máximo que os sensores de umidade chegaram nos ensaios. Esses valores foram determinados através de constatações experimentais de cada ensaio e de cálculos teóricos, e formam baseados no estudo desenvolvido por Iryo e Rowe (2005) e Portelinha e Zornberg (2017), referente ao comportamento hidráulico de estruturas de solo reforçado.

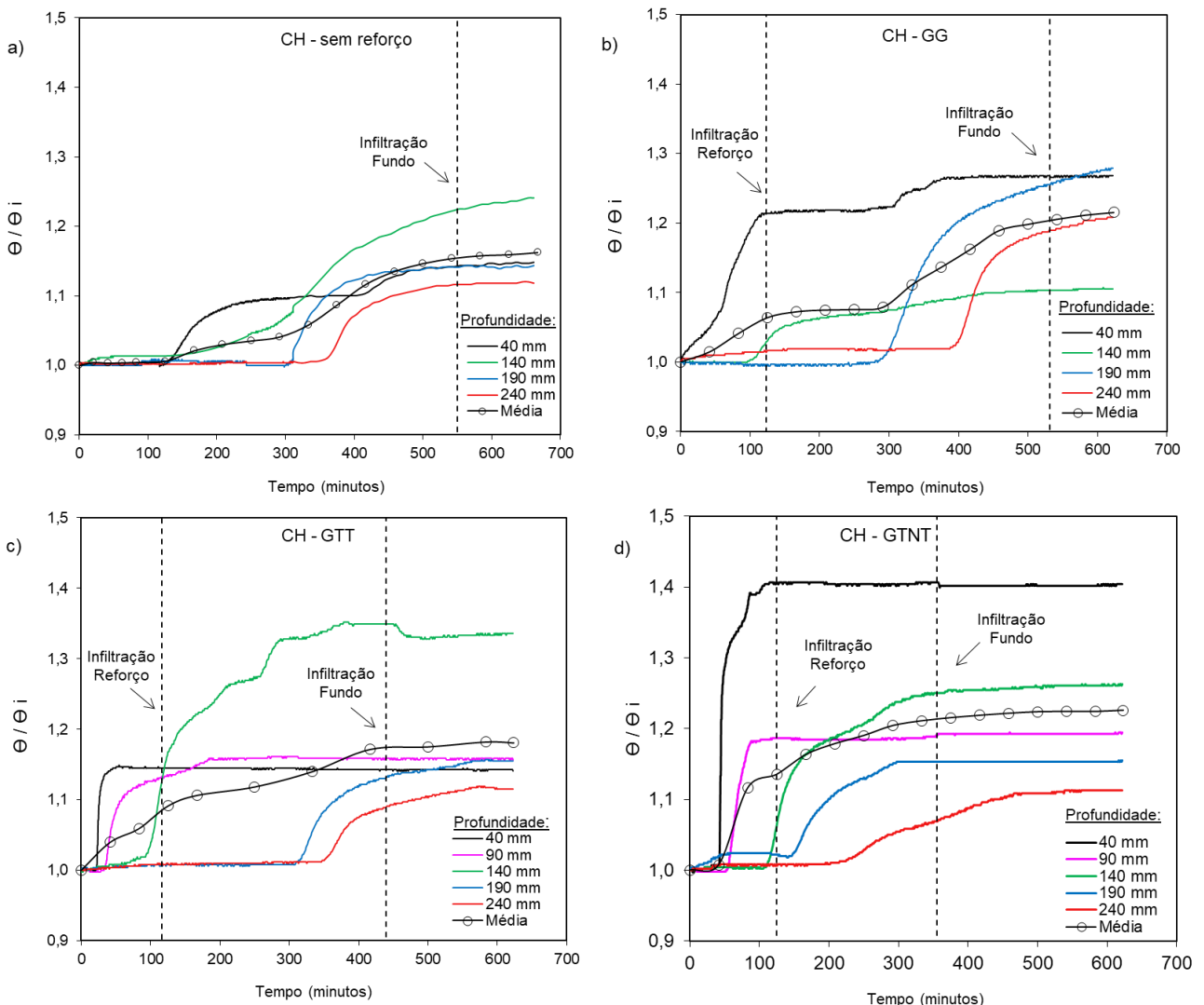
Após a estabilização da sobrecarga vertical final no ensaio de tração confinada, iniciou-se o processo de umedecimento intermitente no topo da massa de solo, com uma taxa de vazão de 1.05×10^{-7} m/s. Tanto a sobrecarga vertical quanto o nível d'água no reservatório foram mantidos constantes durante todo o ensaio de infiltração para que as condições de contorno permanecessem controladas. O monitoramento do avanço da frente de infiltração foi avaliado através das variações ocorridas nos sensores de umidade volumétrica instalados ao longo da profundidade da camada reforçada, sendo os resultados apresentados na Figura 4.18. Os valores dos teores de umidade volumétrica foram normalizados pela umidade volumétrica inicial para facilitar a interpretação dos dados, o que permite a visualização da variação de água no sistema e garante uma uniformização das medidas. Foram realizados no total quatro ensaios com infiltração, sendo três deles com geossintéticos e um sem reforço. Este ensaio sem reforço teve o objetivo de verificar o comportamento do LSGS no processo de infiltração, principalmente no tocante aos deslocamentos horizontais.

Figura 4.17 – Resultados dos ensaios de coluna de infiltração: a) Teor de umidade volumétrica normalizado *versus* tempo de infiltração para coluna com GG; b) Perfil de infiltração para coluna com GG; c) Teor de umidade volumétrica normalizado *versus* tempo de infiltração para coluna com GTT; d) Perfil de infiltração para coluna com GTT; e) Teor de umidade volumétrica normalizado *versus* tempo de infiltração para coluna com GTNT; f) Perfil de infiltração para coluna com GTNT.



A Figura 4.18a apresenta os resultados das variações nos sensores de umidade para o ensaio realizado sem reforço. Na figura a frente de infiltração avança de maneira constante, sem apresentar ponto de atrasos ou acúmulo de água na massa de solo com taxa média de infiltração de $8,14 \times 10^{-5}$ m/s. Já a Figura 4.18b apresenta os resultados referentes a geogrelha inclusa na massa de solo. Nota-se um atraso na frente de infiltração quando esta atinge o nível do reforço, sendo este notado devido ao tempo decorrido até a frente de infiltração alcançar o sensor localizado abaixo da geogrelha, com uma taxa de infiltração média de $1,40 \times 10^{-5}$ m/s. Apesar do atraso na frente de infiltração, a geogrelha não provocou um acúmulo de água acima do nível do reforço, como pode ser evidenciado pelo sensor de umidade localizado acima da geogrelha, o qual não apresentou maiores variações após a frente de infiltração ultrapassar sua profundidade. O atraso na frente de infiltração no ensaio com a geogrelha pode ser atribuído a distribuição de área existente no geossintético, onde 60% da área é composta pelos vazios proporcionados pela abertura entre as tramas e os 40% restante é composto pelo reforço em si.

Figura 4.18 - Variação sensores de umidade volumétrica normalizado *versus* tempo: a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



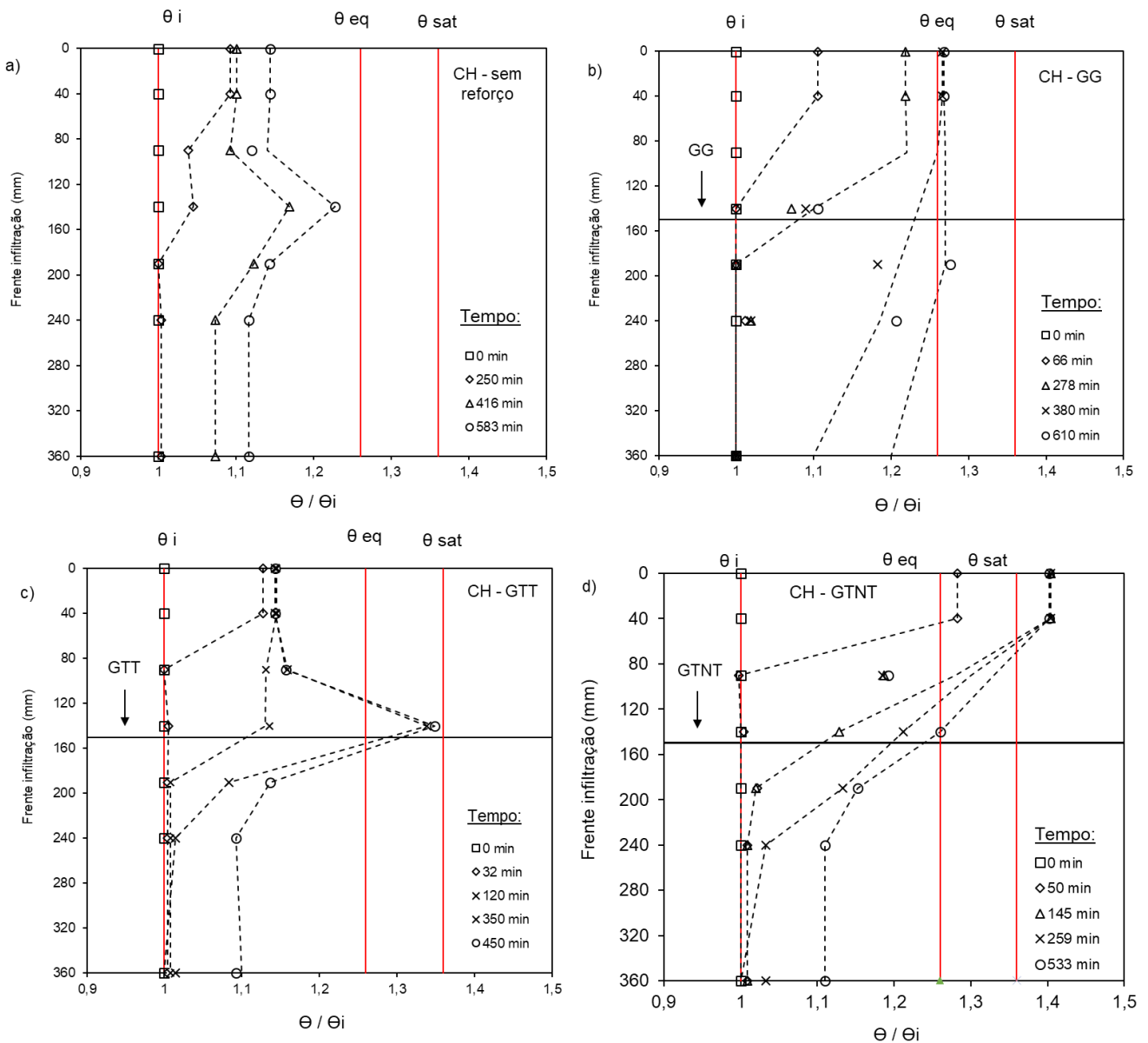
Na Figura 4.18d encontra-se o ensaio com o geotêxtil não tecido, e a partir da avaliação dos sensores de umidade volumétrica e os tempos referentes à frente de infiltração foi possível verificar que não houve a formação da barreira capilar. Desta maneira, a infiltração de água na massa de solo não sofreu alterações em seu comportamento devido a presença do geossintético utilizado no ensaio e apresentou uma taxa de infiltração média de $1,85 \times 10^{-5}$ m/s. Interessante notar que no ensaio de coluna de infiltração com o geotêxtil não tecido (Figura 4.17e) ocorreu a formação da barreira capilar, no entanto, no ensaio de infiltração no LSGS tal fenômeno não ocorreu. Isto indica que o tracionamento proporcionado pelo ensaio gerou mudanças na porosidade do reforço, e conseqüentemente, afetou a formação da barreira capilar. A partir dos valores dos sensores de umidade foram calculadas as médias de infiltração, também presentes na Figura 4.18, parâmetro o qual serviu de base para as avaliações de comportamento das tensões horizontais, tração mobilizada, deslocamentos e deformações. Na figura está indicado ainda o tempo o qual a frente de infiltração alcança o nível do reforço e o fundo da caixa de ensaios.

Com base nas variações dos sensores de umidade juntamente com o tempo decorrido, foi possível traçar o perfil de infiltração para cada ensaio, sendo estes presentes na Figura 4.19. Nos perfis estão presentes as variações dos sensores de umidade de acordo com o avanço da frente de infiltração para diferentes tempos. O ensaio sem reforço – Figura 4.19a, não apresenta mudanças na frente de infiltração, o qual é praticamente constante durante todo o ensaio, com um valor de equilíbrio abaixo do θ_{eq} estipulado nos ensaios de coluna de infiltração. O ensaio com a geogrelha (Figura 4.19b) apresenta-se também uniforme, atingindo o θ_{eq} , porém não alcançou o θ_{sat} . Como mencionado anteriormente, no ensaio com o geotêxtil tecido – Figura 4.19c, existe a formação de uma barreira física, a qual pode ser evidenciada na profundidade de 140 mm, com um aumento considerável do teor de umidade na profundidade de 140 mm. Na barreira física, o teor de umidade passa o valor de equilíbrio, atingindo o valor de saturação do sistema. O perfil de infiltração para o ensaio com o geotêxtil não tecido encontra-se na Figura 4.19d. Nota-se que a frente de infiltração não sofreu um atraso na profundidade a qual se localiza o reforço, nem ocorreu o acúmulo de água acima do mesmo. Assim, constata-se que não ocorreu a formação da barreira capilar quando empregado o geotêxtil não tecido no solo argiloso utilizado como material de aterro. De modo geral, os valores nos teores de umidade volumétrica não atingem o patamar de saturação do solo, mesmo com a constante infiltração.

A variação da tensão horizontal total (eixo vertical esquerdo) e da tração mobilizada (eixo vertical direito) de acordo com o tempo estão apresentados na Figura 4.20 para os ensaios realizados sem reforço e com geossintéticos. Na figura também são encontrados os tempos nos quais a frente de infiltração alcança o nível do reforço empregado e o fundo da caixa de ensaios. O ensaio com a geogrelha (Figura 4.20a) demonstra uma correlação bem definida entre a variação da tensão horizontal total e da tração mobilizada, onde a tensão horizontal total apresenta uma variação de

11,60 kPa e a tração mobilizada 8,60 kN/m, que representa um aumento de 138 % nos valores de tração mobilizada pelo geossintético. Ambas medidas variam similarmente, demonstrando que com o avanço da frente de infiltração, o solo argiloso utilizado como material de aterro perde resistência, aumentando assim os valores da tensão horizontal total e, conseqüentemente, um aumento no valor da tração mobilizada pela geogrelha.

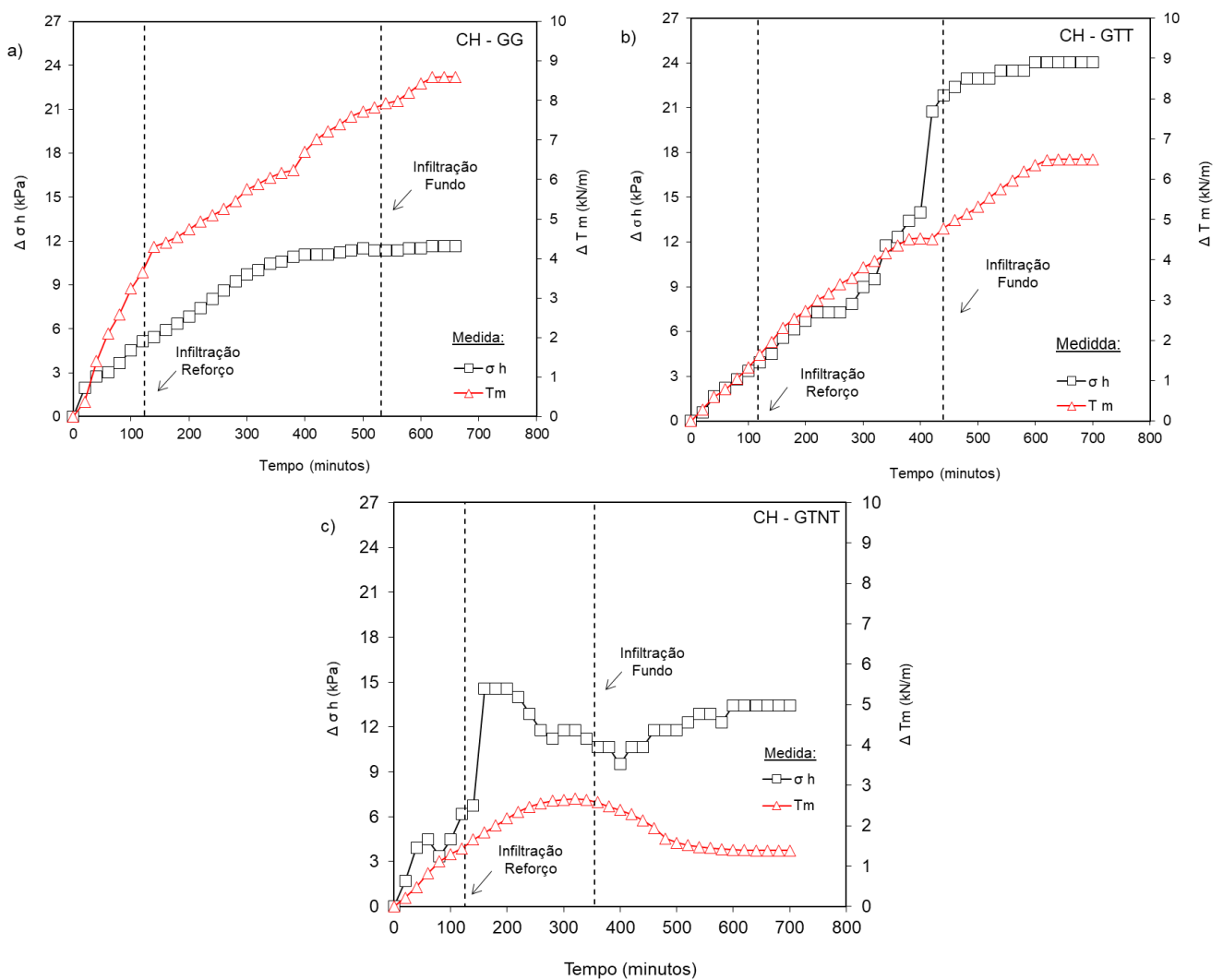
Figura 4.19 - Perfis de Infiltração (avanço da frente de infiltração de acordo com o tempo): a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



A Figura 4.20c apresenta as variações da tração e da tensão horizontal total para o geotêxtil não tecido. Nota-se aqui um comportamento bem distinto da tração mobilizada, onde em um primeiro momento ocorre um acréscimo na tração mobilizada no reforço, com um valor de pico de 2,70 kN/m. Este valor de pico encontra-se próximo ao tempo em que a frente de infiltração alcança o fundo da

caixa de ensaios. A partir deste tempo, os valores da tração mobilizada decrescem, de modo que a tração mobilizada no geotêxtil não tecido decai até um valor de 1,40 kN/m, permanecendo constante até o final do ensaio. Enquanto as variações da tração mobilizada para a geogrelha e geotêxtil tecido possuem um comportamento linear, a curva referente ao ensaio com o geotêxtil não tecido apresenta-se sinuosa, com um valor de pico nítido e um valor final constante. Comportamento este que pode ser associado em um primeiro momento a baixa rigidez do geotêxtil não tecido. Em relação a variação da tensão horizontal total, nota-se que a maior variação ocorreu no momento em que a frente de infiltração chega ao nível do reforço, não ocorrendo grandes mudanças até o final do ensaio. A variação da tensão horizontal total para o ensaio com geotêxtil não tecido apresenta um valor de 13,40 kPa.

Figura 4.90 - Variação tensão horizontal e tração mobilizada versus tempo: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



O geotêxtil tecido (Figura 4.20b) apresenta um comportamento similar a geogrelha. A variação da tensão horizontal é de 24 kPa e da tração mobilizada 6,50 kN/m, o que representa um acréscimo

de 83%. Nota-se aqui uma maior variação no valor referente a tensão horizontal total, entretanto as variações na tração mobilizada permanecem próximas. Uma possível explicação se refere à formação da barreira física no ensaio com o geotêxtil tecido. Tal barreira física proporcionou um acúmulo de água acima da linha do reforço, além de retardar o avanço da frente de infiltração. Este acúmulo pode ter proporcionado uma perda de resistência do solo argiloso maior quando em comparação ao ensaio realizado com a geogrelha, apresentando assim um maior valor para a tensão horizontal total. Uma segunda explicação plausível se dá pela possibilidade de um escorregamento relativo na interface solo argiloso-geotêxtil tecido, o que proporcionou um aumento significativo nos valores da tensão horizontal total.

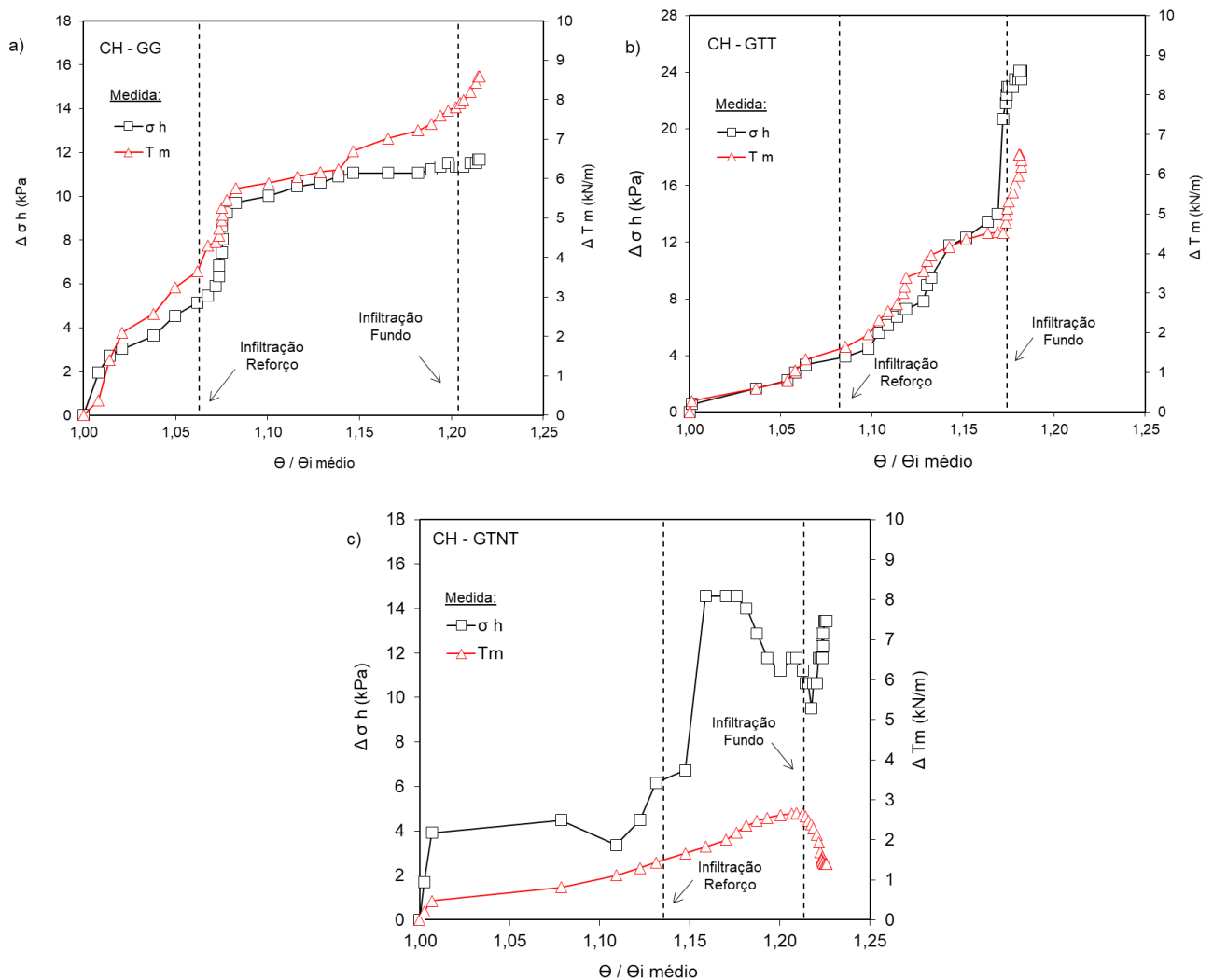
A variação da tensão horizontal total (eixo vertical esquerdo) e da tração mobilizada (eixo vertical direito) de acordo com o teor de umidade normalizado médio estão presentes na Figura 4.21. O intuito desta avaliação é relacionar o comportamento da tensão horizontal total e da tração mobilizada de acordo com a avanço da frente de infiltração na massa de solo. A Figura 4.21a mostra os resultados para o ensaio com a geogrelha. As variações na tensão horizontal total e na tração mobilizada ocorreram de maneira positiva e gradual conforme a frente de infiltração avança no perfil de solo. Contudo, no momento em que a frente de infiltração ultrapassa a linha do reforço, ocorre um aumento perceptível nos valores das medidas. A frente de infiltração continua a avançar pelo perfil do ensaio até o fundo da caixa, porém as mudanças nos valores medidos são menores e menos pontuais. Assim, o trecho que apresenta maiores mudanças no comportamento da tensão horizontal total e da tração mobilizada é a passagem da frente de infiltração pela profundidade a qual se encontra a geogrelha.

Como dito anteriormente, os ensaios realizados com a geogrelha e o geotêxtil tecido apresenta um comportamento semelhante, onde as variações das curvas da tensão horizontal total e tração mobilizada acompanham os mesmos padrões de mudança. Para o geotêxtil tecido, nota-se um comportamento exponencial bem definido para estas curvas, como se o umedecimento do solo de aterro pudesse levar a valores críticos e conseqüentemente, ocasionar a ruptura do sistema. Um ponto intrigante na Figura 4.21b (geotêxtil tecido), é o momento no qual a frente de infiltração atinge o fundo da caixa de ensaios. Neste ponto, as variações da tensão horizontal total e da tração mobilizada sofrem grandes mudanças, atingindo os valores máximos registrados no ensaio. Este o trecho de maiores mudanças em decorrência da infiltração quando empregado o geotêxtil tecido. É importante destacar que as medidas de tração mobilizada e da tensão horizontal total foram obtidas separadamente, o que demonstra assim uma boa avaliação da instrumentação utilizada nos ensaios.

Já para o ensaio com o geotêxtil não tecido – Figura 4.21c, tal semelhança entre as curvas não ocorre. Contudo, o comportamento sinuoso da curva de tração mobilizada permanece o mesmo, não afetado pelo modo de avaliação do avanço da frente de infiltração. O pico de valor referente a tração mobilizada ocorre no momento em que a frente de infiltração alcança o fundo da caixa, o qual depois decai rapidamente até o final do ensaio.

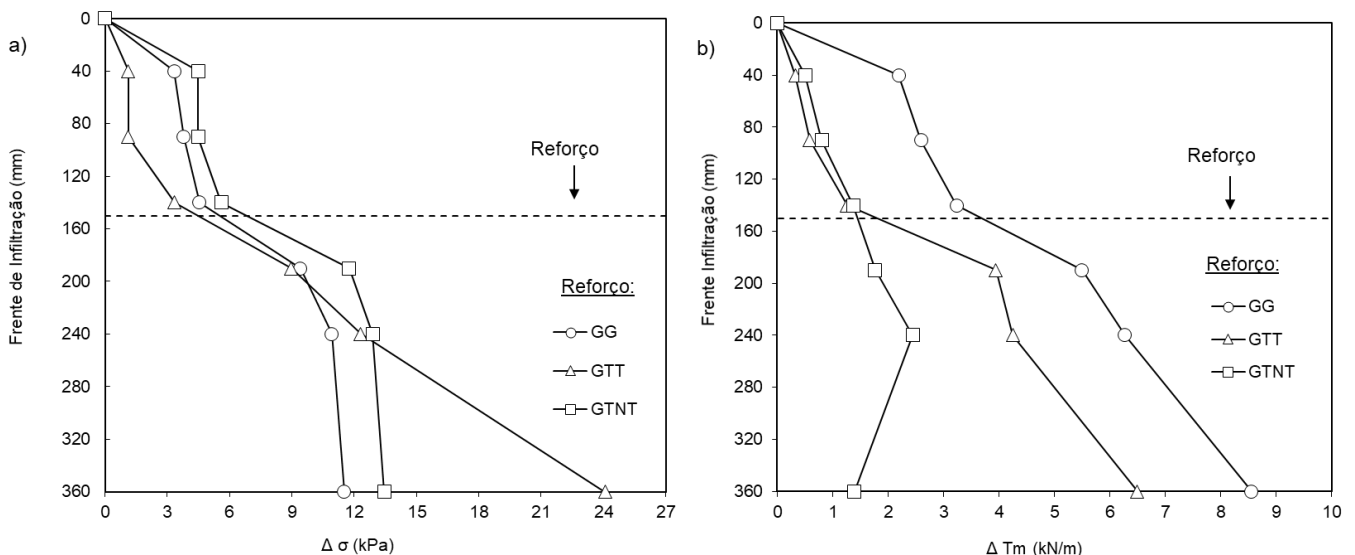
Com base nas variações da tensão horizontal total e da tração mobilizada, juntamente com o tempo de avanço da frente de infiltração, foi possível traçar o perfil de infiltração para cada ensaio, sendo estes presentes na figura abaixo. As Figuras 4.22a e 4.22b mostram a variação da tensão horizontal total e a variação da tração mobilizada, respectivamente, ambas em função do avanço da frente de infiltração (do topo para a base). A tensão horizontal total (Figura 4.22a) para os ensaios com a geogrelha e com o geotêxtil não tecido apresentou sua maior variação quando a frente de infiltração ultrapassou a linha do reforço, já para o geotêxtil tecido, a maior variação ocorreu no momento em que a umidade decorrente da infiltração alcançou o fundo da caixa de ensaios. Tal comportamento pode estar associado ao volume de água armazenado devido a barreira física proporcionada pelo tracionamento do geotêxtil tecido, o qual gerou um maior gradiente hidráulico interno, aumentando assim a taxa de vazão. É importante notar que a taxa de variação aumenta significativamente logo após que a frente de infiltração atravessa a linha do reforço e depois retorna a sua taxa inicial.

Figura 4.21 - Variação tensão horizontal e tração mobilizada *versus* teor de umidade normalizado médio: a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido; c) Geotêxtil não tecido.



No caso da tração mobilizada, nota-se que nos ensaios com a geogrelha e com o geotêxtil tecido (ambos reforços rígidos) a variação da tração mobilizada ocorreu durante todo o processo de infiltração, sem ponto ou trechos nos quais ocorreram maiores variações nos resultados. Os maiores valores foram registrados no momento em que a frente de infiltração atinge o fundo da caixa, finalizando assim o ensaio. Já a tração mobilizada pelo geotêxtil não tecido apresenta um comportamento totalmente diferente dos demais reforços. A tração mobilizada pelo geotêxtil não tecido varia gradualmente e linearmente até a profundidade de 240 mm, ponto no qual a frente de infiltração ultrapassou o reforço e se encontra próximo ao fundo da caixa. Nesta profundidade, a tração mobilizada apresenta um valor máximo, pois após atingir a profundidade máxima, os valores da tração mobilizada decaem. Em termos de tração mobilizada nos ensaios realizados no LSGS, o ponto interessante é que a taxa de aumento é maior no momento em que a frente de infiltração ultrapassa a linha do reforço somente para os reforços planares (geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido). Este aumento na taxa é um indicativo do acúmulo de água acima da profundidade de ambos os reforços, o que acarretou uma maior variação da tração mobilizada em comparação quando a água alcançou a base do sistema. Comportamento este que se difere do que acontece com a geogrelha, o qual apresentou uma variação uniforme durante todo o ensaio.

Figura 4.22 - Perfis de infiltração para as variações de: a) Tensão horizontal; b) Tração mobilizada.



Os geossintéticos estudados neste trabalho apresentam características distintas entre si em diferentes pontos. Foram utilizados dois reforços não drenantes, geogrelha de poliéster e geotêxtil tecido de polipropileno, e um reforço drenante, geotêxtil não tecido de filamentos curtos agulhado de poliéster. Além disso, o geotêxtil tecido e o geotêxtil não tecido são reforços planares, que diferente da geogrelha, não possuem aberturas internas entre as malhas do reforço. Assim, a interação entre os materiais na interface solo-reforço se diferencia para cada geossintético empregado. Devido ao umedecimento da interface em função do avanço da frente de infiltração, mudanças no

comportamento da tensão horizontal total e da tração mobilizada ocorreram e diferem-se entre si, e podem estar relacionadas ao polímero utilizado como material para o reforço, porosidade e as suas variações decorrentes do tracionamento e a capacidade de drenagem de cada reforço.

As variações dos deslocamentos horizontais da face e internos ao reforço de acordo com o tempo de ensaio estão presentes na Figura 4.23. Os pontos internos ao reforço de monitoramento do deslocamento estão a 150, 250 e 350 mm de distância da face móvel e estão também plotados na Figura 4.23. Na figura também são encontrados os tempos nos quais a frente de infiltração alcança o nível do reforço empregado e o fundo da caixa de ensaios. O ensaio sem reforço foi realizado com o objetivo de verificar os deslocamentos horizontais do LSGS perante o avanço da frente de infiltração, e está presente na Figura 4.23a. O ponto mais interessante desta figura é a similaridade no padrão dos deslocamentos, tanto internos quanto da face. Tal similaridade se manifesta nos deslocamentos internos, que acompanharam o modo com o qual o deslocamento da face móvel ocorre, o que demonstra a compatibilidade entre as medidas e a coerência do ensaio. O aumento nos valores dos deslocamentos ocorre até a frente de infiltração atingir o fundo da caixa de ensaios, onde os valores se estabilizam e permanecem constantes até o final do ensaio, sem maiores variações expressivas.

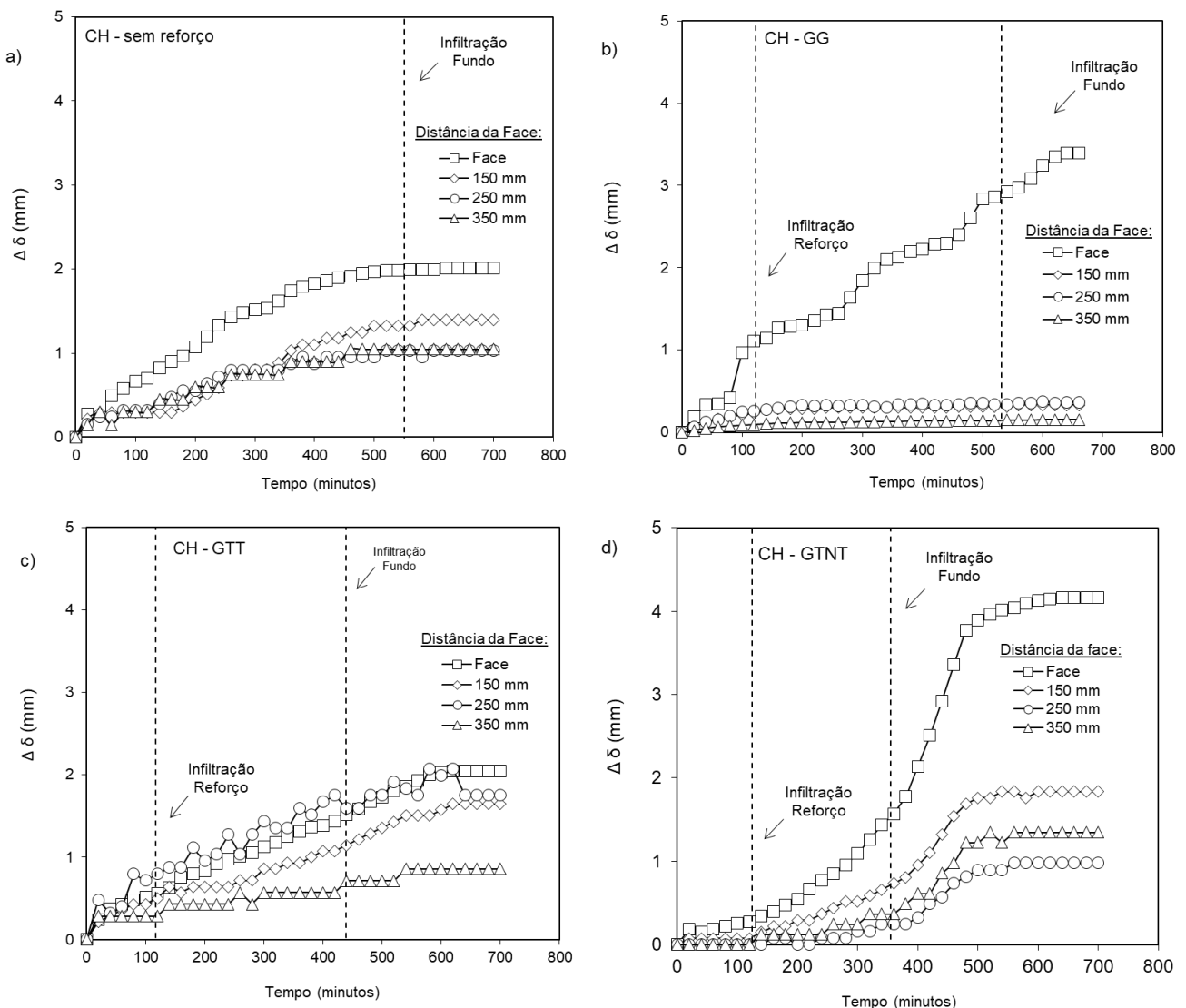
Os resultados dos deslocamentos para a geogrelha estão inseridos na Figura 4.23b. Nesta figura o que mais chama a atenção é a diferença entre os deslocamentos internos ao reforço e o deslocamento da face. A face demonstra uma variação total de 3,40 mm, enquanto que os deslocamentos internos não chegam a 0,50 mm. Os deslocamentos internos variam moderadamente até a frente de infiltração atingir o nível da geogrelha, no entanto, os deslocamentos da face móvel variam consideravelmente durante todo o ensaio. Duas possibilidades distintas podem elucidar tal comportamento. A primeira deve-se a elevada rigidez do reforço, na qual permitiu a face deslocar-se quando comparada aos pontos internos do reforço. A elevada rigidez do reforço associada ao confinamento do mesmo restringiu os deslocamentos internos, resultando em variações pequenas decorrentes da infiltração. Já a segunda possibilidade está associada ao possível escorregamento da garra interna com a geogrelha, o que provocaria deslocamentos maiores na face móvel.

As variações de deslocamentos para o geotêxtil tecido estão na Figura 4.23c. Neste ensaio, nota-se o comportamento similar entre os deslocamentos internos e da face, existindo o mesmo padrão para ambas as curvas. Constata-se o comportamento linear e uniforme dos deslocamentos, o que indica uma boa interação na interface solo-reforço. As variações ocorridas não apresentaram trechos com expressivas mudanças, permanecendo constante durante o processo de infiltração.

Na Figura 4.23, o ensaio que apresenta maiores diferenças de comportamento é o referente ao geotêxtil não tecido (Figura 4.23d). Os deslocamentos internos presentes no geotêxtil não tecido acompanharam o comportamento do deslocamento da face, porém, tal comportamento foi completamente distinto em comparação aos demais ensaios. Diferente dos ensaios sem reforço e do geotêxtil tecido, que apresentaram um padrão de deslocamento linear e uniforme, o ensaio com o geotêxtil não tecido apresenta um comportamento curvilíneo, com três trechos distintos referentes ao

avanço da frente de infiltração. O primeiro trecho ocorre do início do processo até o nível do reforço e os deslocamentos se caracterizam por serem lineares e uniformes. O segundo trecho encontra-se entre a frente de infiltração ao nível do reforço e quando a mesma atinge o fundo da caixa de ensaios. Neste intervalo ocorre uma mudança no comportamento das curvas de deslocamentos, que passa de linear para curvo, com um aumento nas variações das medidas. O trecho final se define entre o momento em que a frente de infiltração atinge o fundo da caixa e o final do ensaio. Aqui o comportamento da curva de deslocamento continua curvilíneo, porém as variações aumentam significativamente, o que torna a concavidade da curva mais acentuada. Tal aumento atinge um ponto bem definido, onde aparentemente a infiltração não exerce mais influência, e estes permanecem constantes até o final do ensaio. O ensaio de infiltração com o geotêxtil não tecido apresentou o maior valor para o deslocamento da face.

Figura 4.23 - Variação dos deslocamentos da face e internos ao reforço *versus* tempo: a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



Nos ensaios realizados com geossintéticos é notável que as maiores variações ocorrem quanto mais próximo da face estiverem localizados os pontos. Assim, o ponto distante 150 mm da face móvel deslocou-se mais que o ponto localizado a 250 mm, que por sua vez apresentou um maior deslocamento em comparação com o ponto a 350 mm, o qual sofreu a menor variação. Esses resultados são consistentes com o verificado por Benjamin et al. (2007) e Portelinha et al. (2014).

A variação dos deslocamentos horizontais da face e internos ao reforço de acordo com o teor de umidade normalizado médio estão presentes na Figura 4.23. O intuito desta avaliação é visualizar o comportamento dos deslocamentos de acordo com a avanço da frente de infiltração na massa de solo. A Figura 4.23a mostra a variações de deslocamentos horizontais para o ensaio realizado sem reforço. Nota-se que a face se deslocou mais que os pontos internos ao reforço, e estes por sua vez apresentam variações da mesma ordem de grandeza. Quando ao comportamento das curvas, tanto o deslocamento da face quanto os deslocamentos internos apresentam o mesmo caminho, indicando assim uma compatibilidade no sistema. O avanço da frente de infiltração na massa de solo afetou de maneira constante os deslocamentos, sem pontos de grandes mudanças.

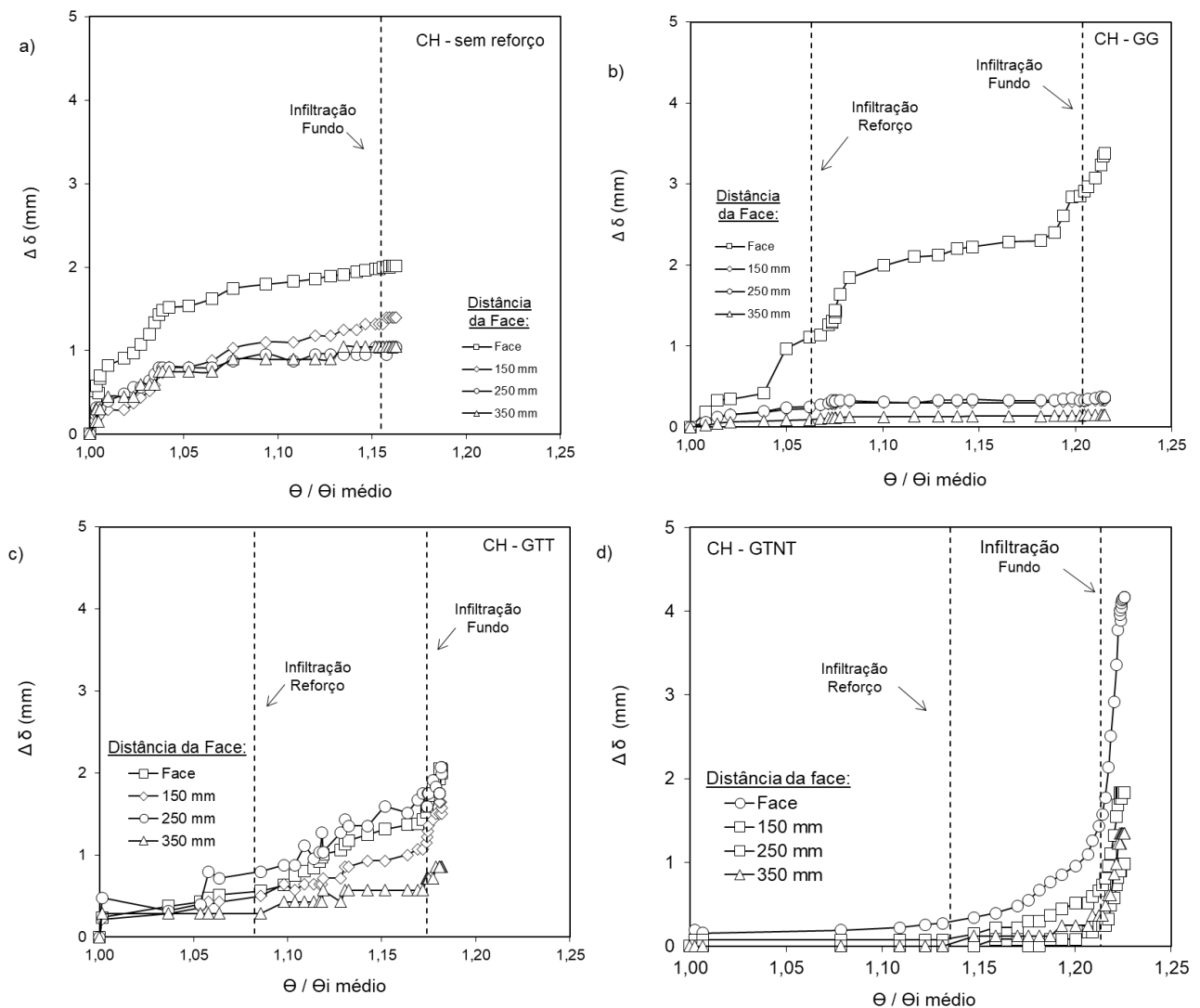
O avanço da frente de infiltração no ensaio realizado com a geogrelha influenciou de maneira contínua os deslocamentos horizontais. Os deslocamentos da face móvel sofreram maiores variações quando comparados com os deslocamentos internos, os quais permaneceram praticamente constante em quase todo o ensaio. Na montagem do LSGS, os reforços geossintéticos são compactados entre duas camadas de solo compactado, ancorados externamente por uma garra de pressão externa a parede fixa e internamente por uma segunda garra de pressão, como mostra a Figura 3.13. Assim, os deslocamentos da face móvel são independentes dos deslocamentos internos ao reforço. Desta maneira, é possível entender por que os deslocamentos da face móvel para o ensaio com geogrelha foram muito maiores que em comparação aos internos ao reforço. Constata-se que as maiores variações de deslocamento da face ocorreram após a frente de infiltração passar a linha do reforço e momentos antes de atingir o fundo da caixa de ensaios.

A Figura 4.23c mostra as variações de deslocamentos para o ensaio realizado com o geotêxtil tecido. Apesar do geotêxtil tecido ser um reforço rígido, os deslocamentos internos acompanharam o comportamento dos deslocamentos da face, existindo assim uma relação entre os comportamentos das curvas. O avanço da frente de infiltração aparentemente afetou de maneira uniforme as variações de deslocamento, mesmo constatada a formação da barreira física, como indica a Figura 4.17c.

As variações dos deslocamentos horizontais para o ensaio com o geotêxtil não tecido estão presentes na Figura 4.23d. O avanço da frente de infiltração, aqui avaliado pelo teor de umidade normalizado médio, afeta diretamente o comportamento das curvas de deslocamentos em um primeiro momento. Como dito anteriormente, são perceptíveis três trechos distintos com variações no comportamento da curva. Inicialmente a frente de infiltração afeta de maneira constante e linear os deslocamentos, até um valor de teor de umidade de 1,13. A partir deste ponto, as variações dos deslocamentos, tanto da face móvel quanto internos ao reforço, sofrem um aumento e o formato da

curva passa a ser curvilíneo. Com um valor de 1,21 no teor de umidade normalizado médio, as variações de deslocamentos intensificam-se, ocasionando grandes deslocamentos com o avanço da frente de infiltração. Tal comportamento pode ser associado a grande porosidade do reforço, o qual sofre mudanças em seu comportamento de acordo com o teor de umidade existente na interface solo-reforço. Os deslocamentos internos acompanham o comportamento dos deslocamentos referentes a face móvel, e os pontos que mais deslocaram-se foram aqueles situados próximos da face.

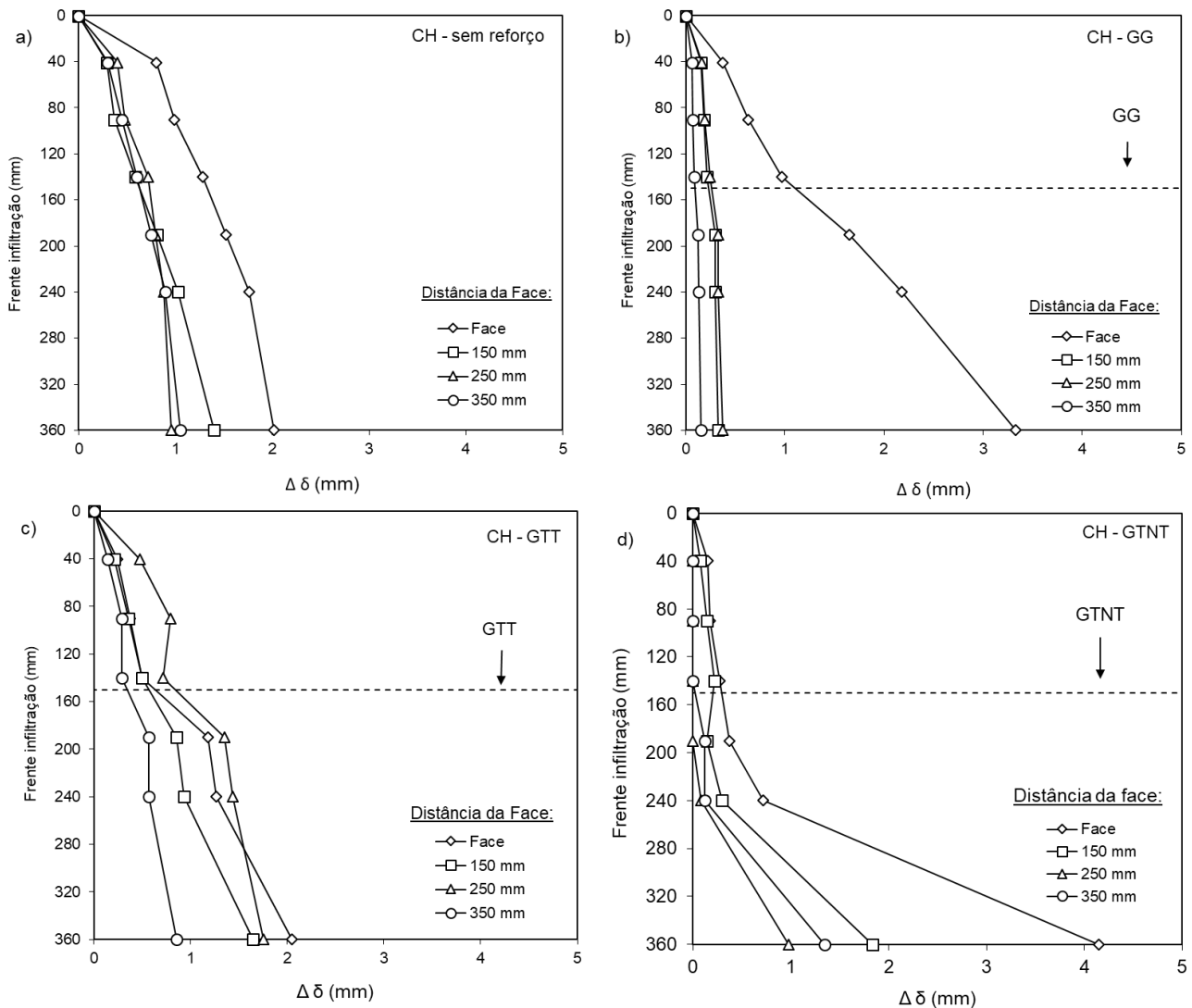
Figura 4.24 - Variação deslocamentos da face e internos ao reforço *versus* teor de umidade normalizado médio: a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



Com base nas variações dos deslocamentos horizontais da face móvel e internos ao reforço, juntamente com o tempo em que a frente de infiltração avança, foi possível traçar o perfil de infiltração para cada ensaio, presentes na figura 4.25. A Figura mostra a variação dos deslocamentos de acordo com o avanço da frente de infiltração (do topo para a base). A avaliação dos perfis de infiltração

permitiu uma melhor visualização do comportamento das curvas de deslocamentos de acordo com a profundidade de infiltração.

Figura 4.2510 - Perfis de infiltração para as variações dos deslocamentos : a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



Para o ensaio realizado com a geogrelha (Figura 4.25b), o avanço da frente de infiltração no perfil avaliado não parece sofrer variações significativas referentes aos deslocamentos internos ao reforço, os quais são constantes durante todo o ensaio. Já a face móvel desloca-se significativamente, e apresenta um comportamento linear. A Figura 4.25c apresenta o perfil de infiltração para o geotêxtil tecido. Constata-se uma similaridade entre as curvas de deslocamentos tanto da face móvel quanto dos deslocamentos internos ao reforço, ambos com o mesmo padrão de comportamento. Aparentemente, os deslocamentos são afetados pelo avanço da frente de infiltração de maneira similar.

O ensaio com o geotêxtil não tecido apresenta uma variação comportamento da curva de deslocamento de acordo com o avanço da frente de infiltração – Figura 4.25d. A frente de infiltração avança no perfil e gera deslocamentos lineares até uma profundidade de 240 mm. Neste ponto, a frente de infiltração já ultrapassou o nível do reforço (150 mm de profundidade) e ocorrem mudanças significativas nas variações dos deslocamentos, que passam para maiores valores e a curva deixa de ser linear para possuir um formato curvilíneo. Tal comportamento ocorre até a frente de infiltração atingir o fundo da caixa de ensaios e permanece o mesmo até o final do ensaio.

A variação da deformação (eixo vertical esquerdo) e da tração mobilizada (eixo vertical direito) de acordo com o tempo está presente na Figura 4.29 para os ensaios realizados com geossintéticos. Na figura também são encontrados os tempos nos quais a frente de infiltração alcança o nível do reforço empregado e o fundo da caixa de ensaios. No presente trabalho, foram plotadas a deformação total ocorrida no sistema (calculada com base nos deslocamentos da face móvel) e a deformação máxima interna (calculada com base nos deslocamentos internos ao reforço).

Para o ensaio realizado sem reforço (Figura 4.26a), a deformação máxima interna ocorreu a uma distância de 475 mm da face móvel, e apresenta a mesma ordem de valores da deformação total. As curvas de deformações não apresentam pontos de mudanças abruptas, mostrando uma deformação uniforme e contínua durante todo o ensaio. O comportamento das curvas é semelhante entre si, e permanecem estáveis após a frente de infiltração alcançar o fundo da caixa de ensaios.

O ensaio com a geogrelha (Figura 4.26a) apresenta a deformação interna máxima no ponto situado a 300 mm da face móvel e a deformação total ocorrida no ensaio. Para a geogrelha, o comportamento das duas curvas é distinto, sendo a variação da deformação total cerca de três vezes maior que a variação a deformação interna máxima. A deformação interna máxima para a geogrelha apresenta um crescimento até a frente de infiltração chegar ao nível do reforço, permanecendo praticamente constante até o final do ensaio. Interessante notar que a curva de deformação total acompanha o formato da curva de tração mobilizada, com um crescimento constante durante todo o ensaio. Assim, é possível deduzir que o processo de infiltração influenciou as deformações internas da geogrelha até a profundidade do reforço, no entanto, continuou exercendo uma atuação direta na tração mobilizada e na deformação total até o final do processo de umidificação global da massa de solo.

A Figura 4.26c apresenta os resultados das deformações e tração mobilizada para o ensaio realizado com o geotêxtil tecido. A deformação interna máxima ocorreu a 300 mm da face móvel e apresenta valores cerca de seis vezes maiores que em comparação com a deformação total. Os comportamentos das curvas de deformação são semelhantes entre si e também em comparação com a tração mobilizada, com um crescimento dos valores na medida que a frente de infiltração avança no perfil do solo. Ainda referente a curva de deformação interna máxima, nota-se que os valores param de crescer e permanecem constante no momento que em que a frente de infiltração chega ao fundo da caixa de ensaios, enquanto que a deformação total continua a variar positivamente.

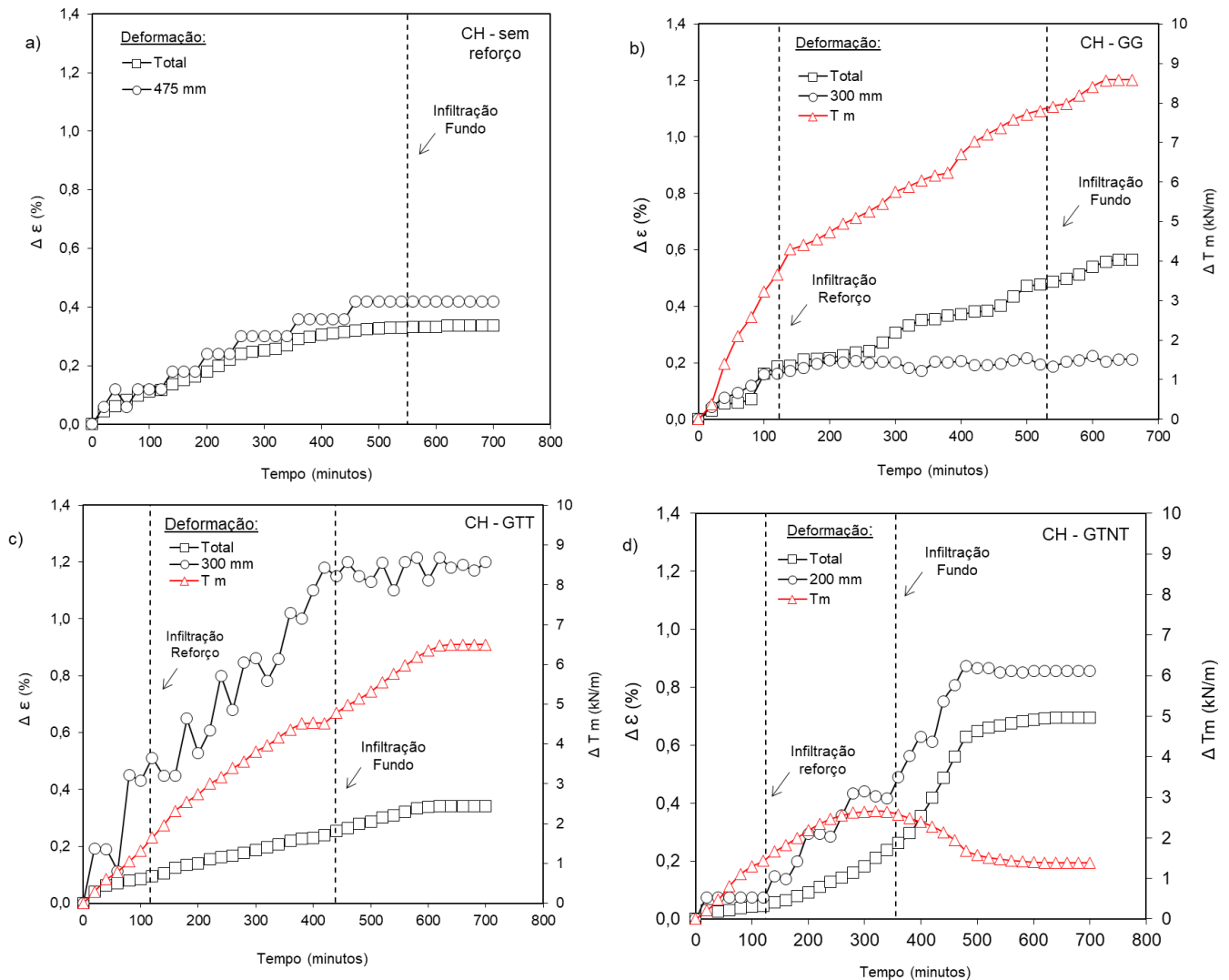
As variações nas deformações e tração mobilizada no ensaio com o geotêxtil não tecido estão presentes na Figura 4.26d, onde a distância da face a qual ocorreu a maior deformação interna é de 200 mm. As deformações totais e internas máximas se comportam de maneira semelhante, porém a deformação interna máxima é cerca de 1,40 vezes maior. Até o momento em que a frente de infiltração atinge o nível do reforço, as deformações variam de maneira linear, mudando seu comportamento para curvilíneo a partir deste ponto. Assim, conforme a frente de infiltração avança para o fundo da caixa, os valores das variações das deformações aumentam, como também a concavidade da curvatura, a qual apresenta um comportamento claramente exponencial. Tal curva atinge um limite após a infiltração atingir o fundo da caixa, tornando-se constante a partir deste momento. Interessante notar que no momento em que as deformações permanecem constantes, o valor da tração mobilizada, aqui já decrescente, como comentando anteriormente na Figura 4.18c, torna-se constante, demonstrando uma associação direta entre o processo de infiltração, tração mobilizada e deformações existentes no geotêxtil não tecido. Aparentemente, após o processo de infiltração atingir toda a massa de solo, as implicações decorrentes cessam e permanecem contínuas. As deformações presentes no ensaio de infiltração com geotêxtil não tecido apresentam um comportamento exponencial bem definido, como se o umedecimento do solo argiloso levasse a valores críticos, e no caso mais extremo, acarretar a ruptura do sistema.

A variação da deformação total e da tração mobilizada de acordo com o teor de umidade normalizado médio estão presentes na Figura 4.27. O intuito desta avaliação é visualizar o comportamento das deformações de acordo com a variação média (teor de umidade global) da massa de solo durante o processo de infiltração, buscando assim considerar os efeitos do umedecimento nas deformações presentes em ESR. A Figura 4.27a apresenta a variação da deformação total para o ensaio realizado sem reforço. A curva apresentou o mesmo comportamento de acordo com o avanço da frente de infiltração (Figura 4.26a), sem mudanças ou pontos destacáveis, demonstrando uma tendência constante e crescente de deformação em função do aumento de umidade na massa de solo devido ao processo de infiltração. O trecho inicial da curva apresentou as maiores variações na deformação, e posteriormente permaneceu numa taxa constante de crescimento.

As variações na deformação total e tração mobilizada para a geogrelha se encontram na Figura 4.27b. O avanço da frente de infiltração no ensaio realizado com a geogrelha influenciou de maneira direta as deformações ocorridas no ensaio, assim como a tração mobilizada. Nota-se um comportamento semelhante entre as curvas de deformação total e a tração mobilizada. Isto deve-se a perda de resistência do solo argiloso devido ao umedecimento da massa de solo. Com a imposição do processo de infiltração, o solo argiloso que compõe o material de aterro sofreu mudanças na coesão e sucção matricial, diminuindo os parâmetros de resistência associados a umidade no solo. Assim, com esta perda de resistência, as tensões existentes na massa de solo foram transferidas ao reforço, o qual apresentou um acréscimo nos valores de tração mobilizada e, conseqüentemente, um

aumento na deformação total do sistema. Evidencia-se aqui uma forte tendência da geogrelha mobilizar maiores valores de tração devido ao aumento do teor de umidade global da massa de solo.

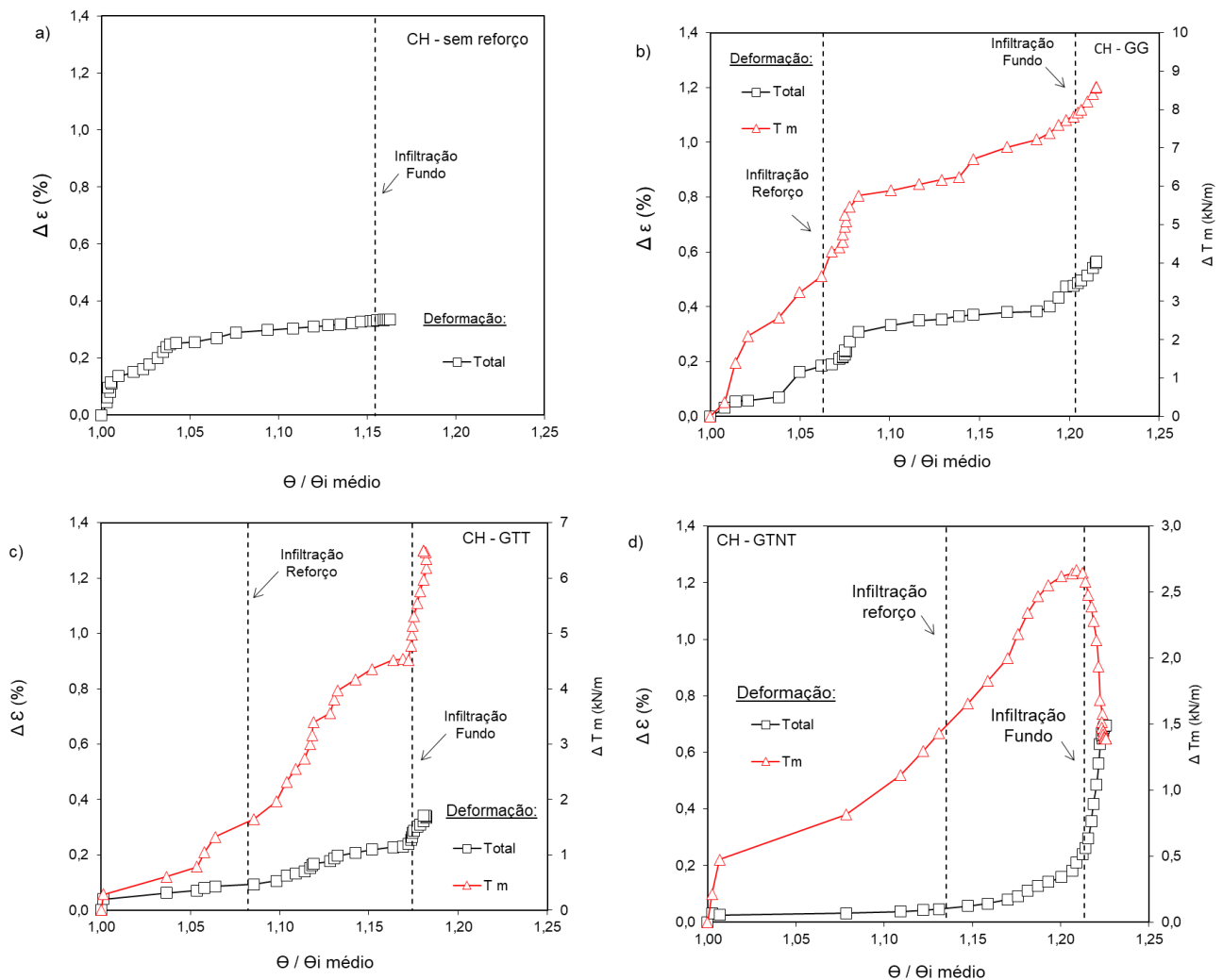
Figura 4.26 - Variação deformação total, deformação interna máxima e tração mobilizada *versus* tempo: a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



A Figura 4.27c mostra as variações das deformações para o ensaio realizado com o geotêxtil tecido. O aumento do teor de umidade global da massa de solo aparentemente afetou de maneira uniforme as variações de deslocamento, mesmo constatada a formação da barreira física, como indica a Figura 4.17c. Nota-se que no trecho final, a variação do teor de umidade normalizado médio parece afetar de maneira mais significativa tanto a tração mobilizada quanto as deformações. Os valores da tração mobilizada e da deformação total aumentam positivamente em uma curta variação do teor de umidade, demonstrando que, com a perda de resistência do solo devido a infiltração, o geotêxtil tecido foi mais solicitado. A curva referente a tração mobilizada demonstrou um comportamento claramente exponencial, com o valor máximo de tração presente ao final do ensaio, ou seja, quando a massa de solo atingiu o maior volume de água acumulada. O comportamento das

curvas, tanto a de tração mobilizada quanto a deformação total, indicam que a infiltração pode ocasionar mudanças na resistência tanto do solo quanto do geotêxtil tecido, levando a valores limites e, no caso mais crítico, a ruptura do sistema reforçado.

Figura 4.27 - Variação deformação total, deformação interna máxima e tração mobilizada versus teor de umidade normalizado médio: a) Sem reforço; b) Geogrelha; c) Geotêxtil tecido; d) Geotêxtil não tecido.



A variação na deformação total no ensaio com o geotêxtil não tecido está presente na Figura 4.27d, assim como as variações da tração mobilizada pelo reforço. O avanço da frente de infiltração, aqui avaliado pelo teor de umidade normalizado médio, afeta diretamente o comportamento dos parâmetros aqui avaliados. Como dito anteriormente, são perceptíveis três trechos distintos, onde inicialmente o aumento da umidade no solo de aterro afetou de maneira constante e linear os deslocamentos horizontais e conseqüentemente, as deformações do sistema, até um valor de teor de umidade de 1,15. A partir deste ponto, as variações na deformação total sofreram um aumento superior ao registrado anteriormente e o formato da curva passa de linear para curvilíneo. No valor de 1,20 no teor de umidade normalizado médio na massa de solo, as variações da deformação

intensificaram-se, ocasionando grandes valores com o avanço da frente de infiltração. Neste trecho, é notável a perda abrupta da tração mobilizada pelo geotêxtil não tecido, enquanto os valores da deformação total cresceram exponencialmente. Este comportamento indica que o umedecimento do solo de aterro no ensaio com o geotêxtil não tecido afetou diretamente a interação solo-reforço, ocasionando uma deformação exponencial do sistema e uma queda da tração mobilizada após o teor de umidade médio normalizado atingir seu valor mais elevado. As variações na tração mobilizada e na deformação total demonstram que o reforço possui uma interação de interface com solos coesivos altamente dependente do teor de umidade do solo e mudanças nos valores afetam o desempenho de ESR com geotêxteis não tecido.

Com base nas variações da deformação total e na deformação interna máxima, juntamente com o avanço da frente de infiltração, foi possível traçar o perfil de infiltração para cada ensaio, estando estes presentes na Figura 4.28. A Figura mostra a variação das deformações de acordo com o avanço da frente de infiltração (do topo para a base). A avaliação dos perfis de infiltração permitiu uma melhor visualização do comportamento das curvas de deslocamentos de acordo profundidade de infiltração. A variação da deformação total está presente na Figura 4.28a e a variação das deformações internas máximas, com sua localização no reforço, na Figura 4.28b.

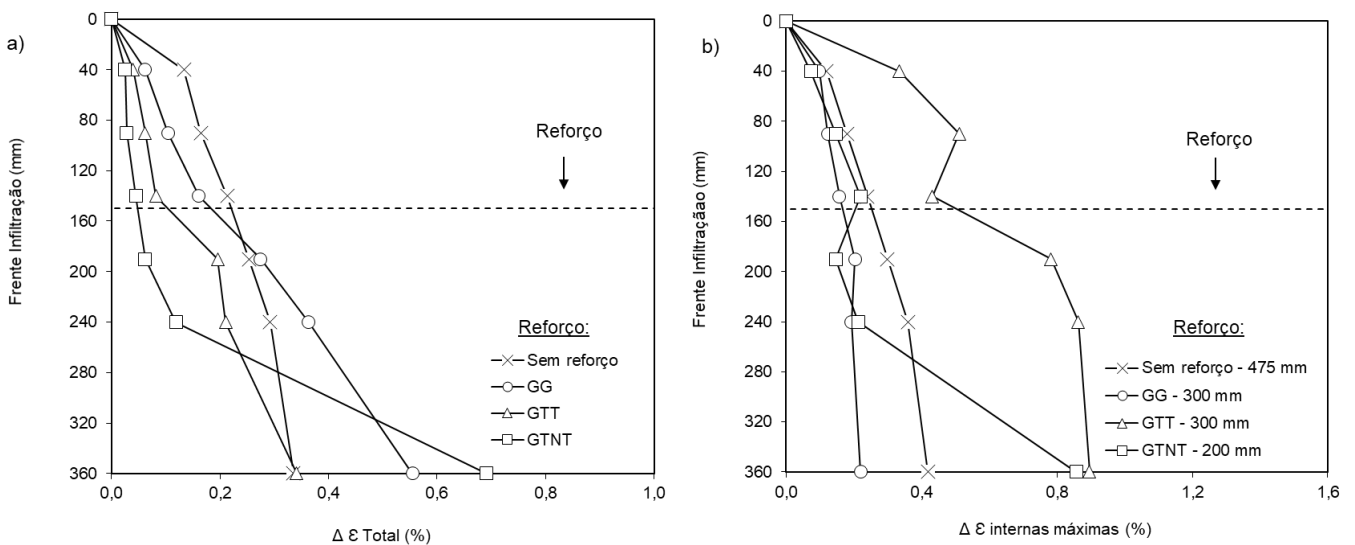
A deformação total (Figura 4.28a) para os ensaios com geossintéticos apresentou a maior variação nos valores quando a frente de infiltração ultrapassou a linha do reforço. No caso do geotêxtil não tecido, a maior variação ocorreu no trecho anterior à frente de infiltração atingir o fundo da caixa de ensaios. Para os demais reforços, o processo de umidificação da massa de solo ocasionou uma deformação total uniforme durante todo o processo. Tal comportamento pode estar associado ao fato de o geotêxtil não tecido ser o único reforço poroso e drenante. Com o avanço do processo de infiltração, a interação solo argiloso-geotêxtil não tecido é afetada, como pode ser evidenciado pelas variações existentes na tração mobilizada e nos deslocamentos internos horizontais (Figura 4.21c e 4.24d). Assim, à medida que a frente de infiltração avança, modifica os comportamentos mecânico e hidráulico do reforço, como por exemplo, a resistência na interface com a perda da coesão do solo argiloso. Por isso, após a frente de infiltração ultrapassar a linha do reforço é que tanto os deslocamentos horizontais quanto as deformações passaram de lineares e constantes para um comportamento claramente exponencial. O mesmo padrão de curva pode ser encontrado tanto para a deformação total no geotêxtil não tecido (Figura 4.28a), quanto para a deformação interna máxima (Figura 4.28b).

Para a deformações máximas internas aos reforços, nota-se que o reforço que apresentou os maiores valores foi o geotêxtil tecido, como pode ser encontrado na Figura 4.28b. O ponto de maior deformação interna para este reforço se localiza a 300 mm da face móvel, local onde se encontra a abertura dos rolamentos inferiores e superiores, condição de contorno do LSGS para a imposição de um plano preferencial de deformações máximas, como explicado na Figura 3.1. Interessante notar que o comportamento da curva de deformação máxima interna se difere das mais presentes na

Figura 4.28, tanto em valores quanto em formato. No entanto, a curva apresenta um comportamento muito similar a tração mobilizada pelo geotêxtil tecido, como encontrado na Figura 4.26c. Tal similaridade é um indicativo da interação existente entre o solo argiloso e o geotêxtil tecido, o qual mesmo após as mudanças nos teores de umidade global da massa de solo, apresentou uma interação solo-reforço relevante.

As maiores variações da deformação interna máxima para o geotêxtil tecido ocorreram até o processo de infiltração atingir a profundidade do reforço, com um comportamento crescente e curvilíneo. Ao nível do reforço, nota-se uma redução dos valores, os quais voltaram a crescer após a frente de infiltração ultrapassar o reforço. Devido ao método de cálculo utilizado para obter os valores das deformações, o qual utiliza as variações de deslocamentos relativos de dois pontos consecutivos, quando não ocorrer a variação no deslocamento horizontal de um destes pontos, o valor final da deformação pode diminuir. Como as medidas de deslocamentos horizontais foram tomadas em pontos diferentes do reforço e estando estes sujeitos individualmente ao comportamento da massa de solo, é possível que em certos trechos, um dos pontos utilizados no cálculo da deformação não tenha sofrido deslocamentos horizontais, resultando assim na redução pontual da deformação. Esta explicação se mostra verdadeira, pois após ultrapassar a linha do reforço, os valores da deformação interna voltaram a crescer positivamente. No entanto, as maiores variações ocorreram antes da frente de infiltração atingir o nível do reforço, fato que também pode ser associado a barreira física proporcionada pelo tracionamento do geotêxtil tecido em condições operacionais de ESR.

Figura 4.28 - Perfis de infiltração para as variações de: a) Deformação total; b) Deformação interna máxima.

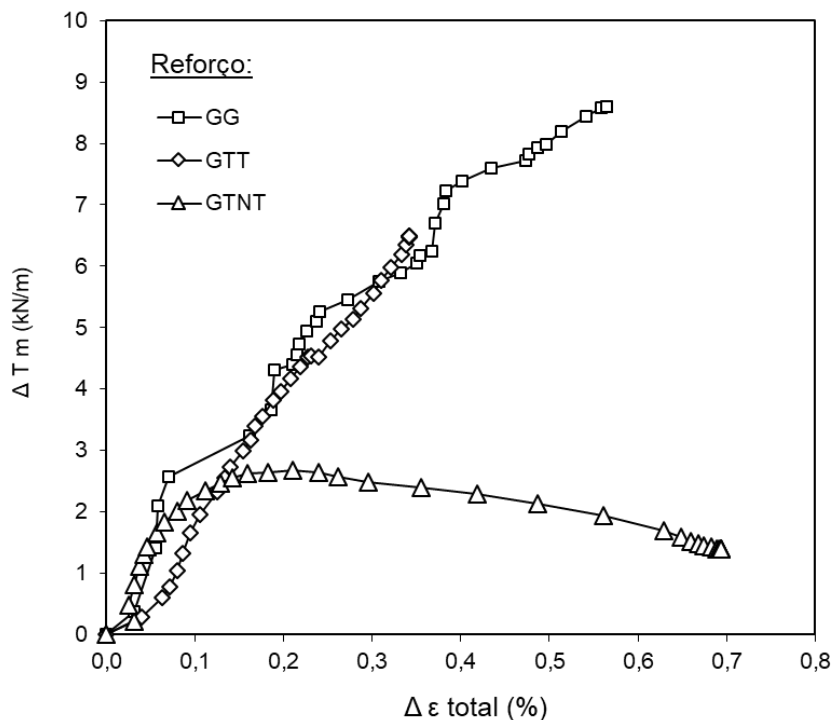


As variações da tração mobilizada pelos reforços (geogrelha, geotêxtil tecido e geotêxtil não tecido) com as variações ocorridas na deformação total dos sistemas estão presentes na Figura 4.29. O objetivo desta comparação é analisar a rigidez do sistema reforçado perante o processo de

infiltração. Apesar dos ensaios realizados com a geogrelha e com o geotêxtil tecido apresentarem diferentes valores de tração mobilizada e deformação total, quando os resultados são comparados nota-se que o comportamento de ambas as curvas é muito similar. A tração mobilizada por estes reforços acompanha linearmente as deformações totais do sistema, demonstrando uma boa correlação entre estas duas medidas. O fato de ambos os reforços serem rígidos contribui para tal comportamento, e mesmo com a formação da barreira física quando empregado o geotêxtil tecido os resultados não parecem serem afetados por tal fenômeno. A tração mobilizada pela geogrelha apresenta uma variação de 8,8 kN/m com uma deformação total de 0,57%, enquanto o geotêxtil tecido obteve uma variação de 6,5 kN/m para uma variação na deformação total de 0,35%.

A curva referente a tração mobilizada pela deformação total quando empregado o geotêxtil não tecido também está presente na Figura 4.29. Tal curva apresenta um comportamento sinuoso, com um pico de resistência definido e um valor residual constante. O pico assumi um valor de 2,70 kN/m a uma deformação total de 0,20%, sendo que a partir deste valor de deformação, a tração mobilizada apresenta uma queda nos seus valores, atingindo 1,30 kN/m para a deformação total final de 0,70%. Tal comportamento pode ser associado as características do geotêxtil não tecido, pois este é um reforço mais flexível em comparação com os demais e possui uma alta porosidade. Com a infiltração de água no sistema, a interação solo-reforço sofreu mudanças em seu desempenho, alterando os resultados na resistência da interface.

Figura 4.29 - Variação tração mobilizada *versus* variação deformação total.



Os resultados referentes aos ensaios de tração indireta em solo argiloso, assim como as variações decorrentes dos ensaios de infiltração e suas respectivas porcentagens estão presentes na Tabela 4.2 a seguir.

Tabela 4.2 - Resultados ensaios de tração confinada e infiltração em solo argiloso.

Geossintético	Ensaio	σ_h (kPa)	T_m (kN/m)	ϵ total (%)
Geogrelha	Tração confinada	25,15	6,20	0,60
	Infiltração	11,66	8,60	0,56
	Variação	46,36 %	138,70 %	94,24 %
Geotêxtil tecido	Tração confinada	13,44	7,81	1,27
	Infiltração	24,08	6,49	0,34
	Variação	179,17 %	83,18%	26,85 %
Geotêxtil não tecido	Tração confinada	29,68	4,78	0,44
	Infiltração - pico	11,20	2,66	0,23
	Variação - pico	37,74 %	55,72 %	51,61 %
	Infiltração - final	13,44	1,38	0,69
	Variação - final	45,28 %	28,99 %	157,42 %

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho relata um novo dispositivo para determinação do comportamento tensão-deformação de geossintéticos sob condições de trabalho em estruturas de solo reforçadas. O equipamento simula uma camada reforçada com geossintético sujeita a incremento de sobrecarga e possibilita a simulação de chuvas no conjunto reforçado. Um sistema específico foi implantado para impor um plano preferencial de deformações máximas através de um conjunto de rolamentos localizados na base da camada reforçada. O dispositivo permite obter as medidas de tração mobilizada e deformações geradas durante o carregamento vertical. Além disso, células de tensão total foram instaladas dentro da massa de solo para medir as tensões verticais e horizontais totais que atuam durante o ensaio. O LSGS difere-se de outros equipamentos de tração confinada por ser um ensaio em grande escala, que mede a tração no geossintético sob condições confinadas simulando o estado de trabalho existente em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, as deformações decorrentes com o confinamento do material, e permite a transferência indireta da tração mobilizada através do solo circundante ao reforço. O equipamento considera o deslocamento relativo devido ao escorregamento na transferência da carga de tração para o geossintético, a qual é uma condição de trabalho em estruturas de solo reforçado. Com relação ao funcionamento do sistema de ensaios proposto, pode-se concluir que o LSGS simulou adequadamente uma camada de solo reforçado o que foi observado com base nas seguintes colocações:

- A distribuição dos deslocamentos obtidos pelo LSGS foi bastante similar àquelas observadas nas camadas de reforço das estruturas do solo reforçado com geossintéticos, onde os deslocamentos são maiores quanto mais próximos da face da estrutura, para ambos os tipos de materiais empregados como solo de aterro.
- Os níveis de deslocamentos e deformações são compatíveis com os observados em estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob condições típicas de trabalho na literatura, com tensões verticais compatíveis, rigidez de reforço empregado e material de aterro similares.
- O LSGS apresenta uma distribuição das deformações internas nos reforços similar aos trabalhos técnicos aqui relatados e possui um local de pico de deformação na proximidade do espaçamento entre carros, condição de contorno imposta pelo equipamento.

Ao que diz respeito aos ensaios de tração confinada indireta em solo arenoso e argiloso, as seguintes conclusões foram obtidas:

- Os coeficientes de empuxo medidos nos ensaios com areia foram significativamente menores do que os obtidos a partir da condição teórica em repouso, incluindo a geogrelha (reforço mais rígido). Os empuxos ativos de Rankine, frequentemente adotadas em análises de projeto de paredes GRS, se mostram conservadores sob condições de trabalho. Este conservadorismo foi considerado mais significativo para os geossintéticos de menor rigidez, que neste estudo foi o geotêxtil não tecido.
- Reforços mais rígidos (geogrelha e geotêxtil tecido) obtiveram maiores valores de tensões verticais em solo arenoso, e conseqüentemente, maiores valores de tração mobilizada que em comparação ao reforço mais flexível (geotêxtil não tecido).
- A geogrelha inclusa em solo arenoso apresentou o maior valor de tração mobilizada entre os ensaios de tração indireta. Isto devido a abertura entre os tramos do geossintético que possibilitou uma melhor interação solo-reforço.
- A rigidez da geogrelha confinada não apresentou melhorias significantes em ambos os solos, sendo o seu comportamento influenciado mais pela rigidez do reforço em si do que pelo solo de aterro.
- O geotêxtil tecido apresentou uma melhoria de rigidez quando incluso em solo argiloso, principalmente nas deformações iniciais, contudo, em solo arenoso não demonstrou ganho apreciável.
- O geotêxtil não tecido foi o reforço que mais apresentou melhorias na rigidez devido ao confinamento. O ganho na rigidez confinada foi cerca de 3 vezes maior quando comparado para o ensaio não confinado, utilizando-se o solo argiloso como material de aterro e 2 vezes para o solo arenoso. Tal ganho é devido à impregnação de partículas nos poros do geotêxtil não tecidos e ao efeito da tensão confinante aplicada no solo.
- O efeito da interação solo-geossintético mostrou um papel fundamental no comportamento da tração-deformação nos reforços geossintéticos. Quanto maior a resistência ao cisalhamento na interface solo-geossintéticos, melhor é a transferência de carga e a não consideração do deslizamento da interface nas análises de projeto superestima os valores das cargas de tração.
- A característica planares dos geotêxteis (tecido e não tecido) permitiu a mobilização de apenas 70% a 80% dos empuxos, revelando que a mobilização total, como considerada nas análises de projeto de GRS, não ocorre sob condições de trabalho. A geogrelha aplicada em solo arenoso mostrou uma perfeita transferência de tensões, do solo para o reforço.

Em relação ao monitoramento do avanço da frente de infiltração, os sensores inseridos na massa de solo mostraram-se eficazes em seus resultados. O avanço do processo de infiltração foi captado de maneira satisfatória e foi a base para as avaliações da tração mobilizada e deformações. Os seguintes resultados referentes a infiltração foram obtidos:

- A geogrelha provocou um atraso na frente de infiltração, porém não gerou acúmulo de água no nível acima do reforço incluso. Isso foi atribuído a configuração espacial do reforço, na qual a abertura existente entre as tramas permitiu o fluxo da infiltração.
- Houve a formação de uma barreira física quando utilizado o geotêxtil tecido, o qual proporcionou um acúmulo de água acima da linha do reforço, ocasionando um aumento na tensão horizontal total.
- Quando utilizado o geotêxtil não tecido, não foi constatada a formação de barreira capilar. Interessante notar que os ensaios de coluna mostraram barreira capilar com o GTNT. Isso indica que o tracionamento do GTNT mudou a porosidade do reforço e conseqüentemente afetou a formação da barreira capilar.
- A variação da tração mobilizada decorrente do processo de infiltração ocorreu de maneiras distintas para os diferentes geossintéticos. Para a geogrelha e geotêxtil tecido ambas as variações, tanto da tração mobilizada quanto da deformação total, ocorreram linearmente, com um aumento progressivo dos valores até o final do processo de umidificação do solo. Já para o geotêxtil não tecido, a tração mobilizada apresentou um comportamento curvo, com um valor de pico definido, seguido por uma queda, apresentando um valor final inferior.
- Os perfis de infiltração mostraram que o avanço da frente altera significativamente o comportamento da tração mobilizada após ultrapassar a linha do reforço para a geogrelha e para o geotêxtil tecido. No caso do geotêxtil não tecido, essa alteração ocorreu quando a frente de infiltração se encontra próxima ao fundo da caixa de ensaios.
- O umedecimento do solo argiloso diminui a resistência de interface de maneira mais significativa para o geotêxtil não tecido, fato que pode ser evidenciado pelo comportamento exponencial das deformações decorrentes do processo de infiltração.
- A infiltração afeta significativamente o valor da tração mobilizada em até 138 % para a geogrelha, 83 % para o geotêxtil tecido, 55 % no pico e 29 % ao final do ensaio para o geotêxtil não tecido.
- A infiltração afeta significativamente o valor da deformação total em até 94 % para a geogrelha, 27 % para o geotêxtil tecido, 51 % no pico e 157 % ao final do ensaio para o geotêxtil não tecido.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFNOR G38-017**, 1986. FOS from Hydrodynamic Sieving. French committee on geotextiles, p. 10.
- ALBINO, U.R.; PORTELINHA, F.H.M; FUTAI, M.M. Numerical Simulation on Infiltration into the Fill of a Wall Reinforced with Nonwoven Geotextiles. **Computers and Geotechnics**. 108; pp. 27-39. 2019.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO. **LRFD bridge design specifications**. 7th ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials; 2014.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D2488**. Recommended Practice for Description of Soils (Visual-Manual Procedure. American Society of Testing Materials, p. 5. USA. 2017.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D 4491**. Standard test methods for water permeability of geotextiles by permittivity, ASTM, PA, USA, 2009, 6p. 2017.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D4595**. Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextile by the Wide-width Strip Method (West Conshohocken, Philadelphia, USA). 2017.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D 4716**. Standard test method for determining the (in-plane) flow rate per unit width and hydraulic transmissivity of a geosynthetic using a constant head, ASTM, PA, USA, 2013.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D5199**. Standard Test Method for Measuring Nominal Thickness of Geosynthetics. American Society of Testing Materials, USA. 2012. p. 4.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D5261**. Standard test method for measuring mass per unit area o geotextiles. American Society of Testing Materials, USA. 2010. p. 3.
- AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **ASTM D5298**. Standard test method for measuring of soil potential (suction) using filter paper. American Society of Testing Materials, USA. 2012. p. 6.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**. Solos – Ensaio de Compactação, ABNT, Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**. Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, ABNT, Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. ABNT, Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**. Solo: determinação do limite de liquidez, ABNT, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**. Solo: determinação do limite de plasticidade, ABNT, Rio de Janeiro, 1984.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12004**. Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12051**. Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. ABNT, Rio de Janeiro, 1991.
- AVESSANI, F.P.B. **Fluência confinada e acelerada em geossintéticos**. 2013. 130 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2013.
- BALLEGEER, J. P. AND WU, J. T. H. Intrinsic Confined and Unconfined Load-Deformation Properties of Geotextiles. *Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures*, ASTM STP 1190, pp. 16-32. 1993.
- BHATTACHERJEE, D.; VISWANADHAM, B.V.S. Numerical Studies on The Performance of Hybrid-Geosynthetic-Reinforced Soil Slopes Subjected To Rainfall. **Geosynthetics International**. 22 (n. 6), 411 e 427. 2015.
- BALAKRISHNAN, S. and VISWANADHAM, B.V.S. Evaluation of tensile load-strain characteristics of geogrids through in-soil tensile test. **Geotextiles and Geomembranes**. 45, 35-44. 2017.
- BATHURST, R. J.; MIYATA, Y.; NERNHEIM, A.; ALLEN, A. M. r. Refinement of K-Stiffness Method for Geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**. 15 (n. 4), 269 - 295. 2008.
- BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 2006. 326 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- BENJAMIM, C. V. S.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. **Geosynthetics International**, 14, No. 2, 100–118. 2007.
- BERGADO, D. T.; SHIVASHANKAR, R.; SAMPACO, C. L.; ALFARO, M. C. ANDERSON, L.R. Behavior of a welded wire wall with poor quality, cohesive-friction backfills on soft Bangkok clay: a case study. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 28, n. 6, p. 860-880, 1991.
- BODEN, J. B.; IRWIN, M. J.; POCOCK, R.G. Construction of experimental reinforced earth walls at the TRRL. **Ground Engineering**, v. 11, n. 7, 1978, p. 28-37.
- BOUAZZA, A.; ZORNBERG, J. G.; MCCARTNEY, J. S.; NAHLAWI, H. Significance of unsaturated behavior of geotextiles in earthen structures. **Australian Geomechanics**, v. 41, n. 3, p. 133-142, 2006.
- BOUAZZA, A.; ZORNBERG, J.G.; MCCARTNEY, J.S.; SINGH, R.M. Unsaturated geotechnics applied to geoenvironmental engineering problems involving geosynthetics. **Engineering. Geology**. 165 (n. 1), 143e153. 2013.
- BOYLE, S. R. Unit Cells Tests on reinforced cohesionless soils. In: *Geosynthetics' 95. Proceedings*. Tennessee, v. 3, p.1221-1233. 1995.
- BOYLE, S.R.; GALLAGHER, M.; HOLTZ, R.D. Influence of Strain Rate Specimen Length and Confinement on Measured Geotextile Properties. **Geosynthetics International**. Vol. 3, No. 2, pp. 205-225. 1996.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BS). **BS 8006: Code of practice for strengthened/Reinforced soils and other fills**. British Standard Institution, 2010.

- BURWASH, W. J.; FROST, J. D. Case history of a 9 m high geogrid reinforced retaining backfills. In: **GEOSYNTHETICS 91**, Atlanta, EUA. **Proceedings...** v. 2, 1991, p. 485-493.
- CARVALHO, P.A.S.; PEDROSA, J.A.B.A.; WOLLE, C.M. Geotextile reinforced embankment an alternative to geotechnical engineering. In: **Proceedings of Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundations**, 8, Porto Alegre, RS, Brazil, October 1986, pp. 169e178.
- 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. **Deformações dependentes do tempo em muros de solo reforçado com geotêxteis**. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004, 330 p.
- CHRISTOPHER, B. R., HOLTZ, R. D., AND BELL, W. D. New Tests for Determining the In-Soil Stress-Strain Properties of Geotextiles, **Proc. 3th International Conference on Geotextiles**, Vienna, Austria, pp. 683-688. 1986.
- CHRISTOPHER, B. R.; ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. Design guidance for reinforced soil structures with marginal soil backfills. In: **International Conference On Geosynthetics**, 6, 1998, Atlanta, Estados Unidos. **Proceedings...** [S. I.:s.n.], 1998, p. 797-804.
- DELMAS, P.H.; GOURC, J. P.; BLIVET, J. C.; MATICHARD, Y. Geotextile reinforced retaining structures: a few instrumented examples. In: **International Geotechnical Symposium On Theory And Practice Of Earth Reinforcement**, 1988. **Proceedings...**Fukuoka, Japan, 1988.
- ESMAILI, D.; HATAMI, K.; MILLER, G. A. (2014). Influence of matric suction on geotextile reinforcement-marginal soil interface strength. **Geotextiles and Geomembranes**, 42(2), 139:153.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines**, volume I, publication No. FHWA/NHI- 10-025, Authored by Berg, R.R., Christopher, B.R. and Samtani, N. C., 2009.
- FERREIRA, F. B.; VIEIRA, C. S.; LOPES, M. L. Direct shear behaviour of residual soil–geosynthetic interfaces – influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. **Geosynthetics International**, V. 22, n. 3, p. 257-272. 2015.
- FRANÇA, F. A. N. **Novo equipamento para realização de ensaios confinados e acelerados de fluência em geossintéticos**. 2012. 263 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- FRANÇA, F. A. N; BUENO, B. S. Creep behavior of geosynthetics using confined accelerated Tests. **Geosynthetics International**, v. 18, n. 5, p. 242-254, 2011.
- FRELUND, D. G.; XING, A. Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 31, p. 521 – 532. 1994.
- GARCIA, E. F.; GALLAGE C. P. K.; UCHIMURA, T. Function of Permeable Geosynthetics In Unsaturated Embankments Subjected to Rainfall Infiltration. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 2, p. 89-99. 2007.
- HATAMI, K.; ESMAILI, D. Unsaturated soil–woven geotextile interface strength properties from small-scale pull-out and interface tests. **Geosynthetics International**, V. 22, n. 2, p. 161-172. 2015.

- HELWANY, S.M.B.; SHIH, S. Creep and stress relaxation of geotextile-reinforced soils. **Geosynthetics International**, vol. 5, no. 4, 1998, p. 425-434. 1998.
- IRYO, T.; ROWE, R. K. Numerical Study Of Infiltration Into A Soil–Geotextile Column. **Geosynthetics International**, v. 11, n. 5, p. 377-389, 2004.
- IRYO, T.; ROWE, R.K. Infiltration into An Embankment Reinforced By Nonwoven Geotextiles. **Canadian Geotechnical Journal**. (n. 42), 1145 e 1159. 2005.
- JONES, C.J.F.P. Economic Construction of Reinforced Soil Structures. **Proceedings of the International Symposium on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls**, Tokyo, Japan, F. Tatsuoka and D. Leshchinsky Editors. 1994., Balkema, pp. 103-106.
- KAMIJI, T. S. M. M. **Fluência de geotêxteis não tecidos através de ensaios confinados**. 2006. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- KHIRE, M.; BENSON, C.; BOSSCHER, P. Capillary barriers in semiarid and arid climates: design variables and the water balance. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 126, n. 8, p. 695–708, 2000.
- KHOURY, C. N.; MILLER, G. A.; HATAMI, K. Unsaturated Soil-Geotextile Interface Behavior. **Geotextile and Geomembranes**, 29, 17-28. 2010.
- KHOURY, C. N., MILLER, G. A. & HATAMI, K. (2011). Unsaturated soilgeotextile interface behavior. **Geotextiles and Geomembranes**, 29, No. 1, 17–28.
- KISCH, M. (1959). The theory of seepage from clay-blanketed reservoirs. **Geotechnique**, 9, No. 1, 9–21.
- KOERNER, J.; SOONG, T.-Y.; KOERNER, R.M. Earth Retaining Wall Costs in the USA. **GRI Rep. No. 20**, Geosynthetic Institute, Folsom, PA. 1998.
- KOERNER, R. M.; SOONG, T. Y. Geosynthetic reinforced segmental retaining walls. **Geotextiles and Geomembranes**, 19(6): 359-386. 2001.
- KOKKALIS, A. AND PAPACHARISIS, N. A Simple Laboratory Method to Estimate the In-Soil Behavior of Geotextiles. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 8, pp. 147-157. 1989.
- KRAHN, J.; FREDLUND D. G.; KLASSEN, M. J., Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, n. 2, p. 269-278, 1989.
- KRISDANI, H., RAHARDJO, H.; LEONG, E.-C. Measurement of geotextile–water characteristic curve using capillary rise principle. **Geosynthetics International**, 15, No. 2, 86–94. 2008.
- KRISDANI, H., RAHARDJO, H., LEONG, E.C. Application of geosynthetic material in capillary barriers for slope stabilization. **Geosynthetics International**. 17 (n. 5), 323e331. 2010.
- LANZ, D.; PALMEIRA, E.M. Distribuição de tensões e deformações em estruturas de arrimo reforçadas com geossintéticos. **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, vol. 3, pp. 833-840. Foz do Iguaçu. 1994.
- LIMA, M.F.; AZEVEDO, M.M.; ZORNBERG, J.G.; PALMEIRA, E.M. Capillary barriers incorporating non-woven geotextiles . **Journal of Environmental Geotechnics**, November 2017.

- LI, G. X.; JIE, Y. X.; CHEW, S. H. Excess hydrostatic pressure in reinforced retaining wall with cohesive backfill. In: VII International Conference On Geosynthetics, 2002. **Proceedings...** Delmas, Gourc & Girard (eds), 2002, p. 295-298.
- MCCARTNEY JS, VILLAR LFS AND ZORNBERG JG. Nonwoven geotextiles as hydraulic barriers to capillary rise. **Proceedings of the 1st Pan American Geosynthetics Conference and Exhibition-Geo Americas 2008**, Cancún, Mexico, pp. 252–261.
- MCCARTNEY, J.S.; ZORNBERG, J.G. Effects of infiltration and evaporation on geosynthetic capillary barrier performance. **Canadian Geotechnical Journal**. 47 (No. 11), 1201 e 1213. November. 2010.
- MCGOWN, A., ANDRAWES, K. Z., KABIR, M. H. Load-Extension Testing of Geotextiles Confined In-Soil. Proc. **2th International Conference on Geotextiles, 1982**, Las Vegas, U.S.A., pp. 793-798.
- MITCHELL, J.K.; ZORNBERG, J.G. Reinforced soil structures with poorly draining backfills, Part II: case histories and applications. **Geosynthetics International**. 2 (1), 265e307. 1995.
- MURRAY, R. T.; BODEN, J. B. Reinforced earth wall constructed with cohesive fill. **Colloque International sur le Renforcement des Sols**, v. 2, Paris, França, p. 569-577, 1979.
- NAKAMURA, K.; TAMURA, Y.; TATSUOKA, F.; IWASAKI, K.; YAMAUCHI, H. Roles of facings in reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile. Theory and Practice of Earth Reinforcement, Yamanouchi, T., Miura, N. and Ochiai, H., In: International Geotechnical Symposium on Theory And Practice Of Earth Reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan, Outubro, 1988. **Proceedings...** Eds., Balkema, 1988, p. 553-558.
- OLSON, R. E.; LANGFELDER, L. J. Pore water pressures in unsaturated soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, v. 91, SM4, p. 127–151, 1965.
- PATIAS, J. **Avaliação De Solos Não Convencionais Em Estruturas De Solo Reforçado**. 2005. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- PLÁCIDO, R. R. **Análises De Campo E Laboratório Do Comportamento Ao Longo Do Tempo De Muros De Solos Tropicais Finos Reforçados Com Geossintéticos**. 2016. 385 f. Tese de (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.
- PORTELINHA, F. H. M. **Avaliação Experimental Da Influência Do Avanço Do Umedecimento No Comportamento De Muros De Solos Finos Reforçados Com Geotêxteis Não Tecidos**. 2012. 297 f. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.
- PORTELINHA, F. H. M.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G. Performance of nonwoven geotextile reinforced soil walls under wetting conditions: laboratory and field investigation. **Geosynthetics International**, 20 (2), 90-104. 2013.
- PORTELINHA, F. H.M.; ZORNBERG, J. G.; PIMENTEL, V. Field performance of retaining walls reinforced with woven and nonwoven geotextiles. **Geosynthetics International**, (20) 2: 90-104. 2014.
- PORTELINHA, F. H. M.; ZORNBERG, J. G. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile-reinforced soil wall. **Geotextiles and Geomembranes**, Volume 45, Issue 3, June 2017.
- PWRI, Toyobo Co. Ltd., Toray Industries Inc., and Unitika Ltd. 1988. Development of reinforcing method for embankment using spunbond nonwoven geotextile. Performance of geotextile within soil and its effectiveness, **Cooperative research report of PWRI. Public Works Research Institute, Ministry of Construction**, Tsukuba, Japan. Vol. 6, No. 2, pp. 77–97. [In Japanese].

- RAISINGHANI, D. V.; VISWANADHAM, B. V. S. **Evaluation of permeability characteristics of a geosynthetic reinforced soil through laboratory tests.** *Geotextiles and Geomembranes*, v. 28, n. 6, p. 579-588, 2010.
- RAHARDJO, H., NIO, A. S., LEONG, E. C. & SONG, N. W. Effects of groundwater table position and soil properties on stability of slope during rainfall. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 136, No. 11, 1555–1564.2010.
- SCARBOROUGH, J. A. A Tale of two walls: Case histories of failed MSE Walls. In: **GEO-FRONTIERS, 2005. Proceedings...** GSP 140 Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions, Austin, Texas, Estados Unidos, 2005, p. 1-12.
- SCOTT, J. D.; SEGO, D. C.; HOFMANN, B. A.; RICHARDS, E. A; BURCH, E. R. Design of the Devon geogrid test fill. In: **GEOSYNTHETICS 87, IFAI, 1987. Proceedings...** v. 1, New Orleans, LA, USA, 1987, p. 157-168.
- SEKI, K. SWRC fit - A Nonlinear Fitting Program with a Water Retention Curve for Soils Having Unimodal and Bimodal Pore Structure. **Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.** 2007, v. 4, p. 407-437.
- SEGO, D. C.; SCOTT, E. A.; RICHARDS, E. A.; LIU, Y. Performance of a geogrid in a cohesive soil test embankment. In: **IV International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products**, Balkema, 1990. **Proceedings...** The Hague, Netherlands, v. 1, 1990, p. 67-72.
- STORMONT, J. The effect of constant anisotropy on capillary barrier performance. **Water Resources Research**, v. 32, n. 3, p. 783–785, 1995.
- STORMONT, J. C.; MORRIS, C. E. Method to estimate water storage capacity of capillary barriers. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 4, p. 297-302, 1998.
- TATSUOKA, F.; YAMAUCHI, H. A reinforcing method for steep clay slopes using a nonwoven geotextile. **Geotextile and Geomembranes**, Barking Essex, v. 4, n. 3-4, p. 241-268, 1986.
- THUO, J.N.; YANG, K.H. No Access Infiltration into unsaturated reinforced slopes with nonwoven geotextile drains sandwiched in sand layers: featuring the capillary barrier effect. **Geosynthetics International**. 22 (n. 6), 457e474. 2014.
- THUO, J.N.; YANG, K.H.; HUANG, C.C. No Access Infiltration into Unsaturated Reinforced Slopes with Nonwoven Geotextile Drains Sandwiched in Sand Layers. **Geosynthetics International**. 22 (n. 6), 457 e 474. 2015.
- VAHEDIFARD, F., MORTEZAEI, K., LESHCHINSKY, B., LESHCHINSKY, D., LU, N. Role of suction stress on service state behavior of geosynthetic-reinforced soil structures. **Transportation Geotechnics**. 8, 45e56. 2016.
- VAN GENUCHTEN. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity. **Soil Science of America Journal**, v. 44, n. 5, p. 892-898, 1980.
- WANG, L.; LIU, H.; WANG, C. Earth pressure coefficients for reinforcement loads of vertical geosynthetic-reinforced soil retaining walls under working stress conditions. **Geotextiles and Geomembranes** **46**, p. 486–496. 2018
- WAYNE, M. H.; PETRASIC, K. W.; WILCOSKY, E.; RAFTER, T. J. An Innovative Use of A Nonwoven Geotextile In The Restoration Of Pennsylvania. In: **GeoFilter'9. Proceedings...** Montreal, Canada, 1996, p. 513-521.

- WHITTLE, A.J.; LARSON, D.G.; GERMAINE, J.T.; ABRAMENTO, M. A new device for evaluating load-transfer in geosynthetic reinforced soils. **Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedures**, ASTM STP 1190, S.C. Jonathan Cheng, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1993.
- WILSON-FAHMY, R.F., KOERNER, R.M., AND FLECK, J.A. Unconfined and Confined Wide Width Tension Testing of Geosynthetics, **Geosynthetic Soil Reinforcement Testing Procedure**, ASTM STP 1190, pp. 49-64. 1993.
- WON, M.; KIM, Y. Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 25, pp. 10-22. 2007.
- WU, J.T.H. 1992. Predicting performance of the Denver walls: General report, **Proc. International Symposium on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls**, Denver, Colorado, USA, pp. 3-20.
- WU, J. T. H. AND ARABIAN, V. New Tests for Determining In-Soil Stress-Strain Properties of Geotextiles. **Geotechnical Engineering Report**, CU-Denver. 1988.
- WU, J.T.H.; HELWANY, S.M.B. A performance test for assessment of long-term creep behaviour of soil-geosynthetic composites. **Geosynthetics International**, vol. 3, no. 1, 1996, p. 107-124.
- WU, C.S.; HONG, Y.S. Creep behaviour of geotextile under confining stress. In: *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, 5th. **Proceedings. Singapore**, vol, 3, 1994, p. 1135-1138.
- YANG, K.H.; THUO, J.N.; HUYNH, V.D.A.; NGUYEN, T.S.; PORTELINHA, F.H.M. Numerical evaluation of reinforced slopes with carious backfill-reinforcement-drainage systems subject to rainfall infiltration. **Computers and Geotechnics**. Vol. 96 (2018); p. 25-39.
- YOO, C.; JUNG, H. Y. Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 132, n. 12, p. 1538-1548, 2006.
- YUAN, Z., SWAN, R.H., BACHUS, R.C., ELIAS, V. Soil confinement effect on stress-strain properties of geosynthetics. In: **Sixth International Conference on Geosynthetics**, vol. 2, pp. 523-528. 1998.
- ZORNBERG, J. G.; BOUAZZA, A., MCCARTNEY, J. S. Geosynthetic capillary barriers: current state of knowledge. **Geosynthetics International**, v. 17, n. 5, p. 273-300, 2010.
- ZORNBERG, J. G.; KANG, Y. Pullout of Geosynthetic Reinforcement with In-Plane Drainage Capability. **Geosynthetic Research and Development in Progress**, GRI-18, 2005.
- ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills. Part I: Reinforcement Interaction and Functions. **Geosynthetics International**, v. 1, n. 2, p. 103-147, 1994.
- ZORNBERG, J.G.; SITARM, N.; MITCHELL, J.K. Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 124, no. 8, pp. 670-683. 1998.