

Comportamento de um muro de solo reforçado com geotêxtil não tecido sob condições de precipitação intensa e elevadas sobrecargas

Fernando H. M. Portelinha

Universidade Federal de São Carlos, Brasil, fportelinha@ufscar.br

Benedito de Souza Bueno

Universidade de São Paulo, Brasil, bsbueno@sc.usp.br

Jorge Gabriel Zornberg

University of Texas at Austin, EUA, zornberg@mail.utexas.edu

RESUMO: Neste trabalho será relatado o comportamento de um protótipo de um muro de solo fino reforçado com geotêxtil não tecido em condições intensas de precipitação e sobrecarga, para que o efeito do aumento de tensões fosse avaliado sob as condições úmidas do solo, devido à infiltração de água da chuva. O reforço de geotêxtil não tecido foi escolhido de modo a proporcionar a drenagem interna na zona reforçada de um protótipo construído com solo fino. Com isso, será avaliado o efeito das funções simultâneas de drenagem e reforço de geotêxteis em muros de solo reforçado, no intuito de compor estruturas de contenções permanentes e econômicas em regiões chuvosas do país.

PALAVRAS-CHAVE: Solo reforçado, Geotêxteis não tecidos, Solos finos.

1 INTRODUÇÃO

Frente à problemática atual dos deslizamentos de terra freqüentemente evidenciados durante os períodos chuvosos em algumas regiões do território brasileiro, há a necessidade de soluções permanentes de contenções ou reconstituição de taludes.

Na década de 70, quando se iniciou a aplicação de reforços poliméricos na estabilização de maciços terrosos, função anteriormente designada aos reforços metálicos, utilizou-se muito os reforços em geotêxteis não tecidos, por consistirem os primeiros geossintéticos aplicados na engenharia geotécnica.

Posteriormente, estes foram substituídos por geogrelhas e os geotêxteis tecidos, uma vez que estes consistem em reforços mais flexíveis. No entanto, muitos trabalhos na literatura relatam que reforços de geotêxteis não tecidos podem cumprir duas funções simultâneas: reforço e drenagem interna (Fourie e Fabian, 1987; Ling et al., 199, 1993; Zornberg e Mitchell, 1994; Portelinha et al., 2013). Com isso, o

desenvolvimento de pressões neutras internas, resultante da infiltração de água da chuva, em solos finos pode ser eliminado ou atenuado. Assim, solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos possuem potencial de compor estruturas permanentes, resultando em estruturas estáveis inclusive em períodos chuvosos.

Este trabalho tem como objetivo a avaliação experimental que busca mostrar a solução de solo fino reforçado com geotêxteis não tecidos como estruturas de contenção permanentes mesmo sob condições de chuvas intensas de longa duração e elevadas sobrecargas.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O solo utilizado na execução do protótipo consiste em uma areia argilosa de condutividade hidráulica de 5×10^{-6} cm/s. A Tabela 1 resume as propriedades características do solo. Análise granulométrica indicou que o solo é

composto praticamente de 40% de finos (Silte e argila). A condutividade hidráulica relativamente baixa e a quantidade de finos fazem deste material não recomendável para aplicações em estruturas de solo reforçado, de acordo com a norma internacional AASHTO (2002). Ensaio triaxiais resultaram em valores de coesão de 35 kPa e coeficiente de atrito de 21° na condição CU, enquanto na condição CD os valores de coesão e atrito de 0 e 32°, respectivamente.

O material de reforço utilizado na pesquisa consiste é um geotêxtil não tecido agulhado de filamentos curtos de polipropileno de gramatura 600 g/m³ (NBR 12568), espessura de 4,84 mm (NBR 12569), e resistência e deformação de ensaios de tração faixa-larga (ASTM D4595) no sentido longitudinal de 24 kN/m e 97%, respectivamente.

Tabela 1. Propriedades do solo

Propriedades	Normas	Valores
Argila		34%
Silte	NBR7181	4%
Areia		62%
γ_s (kN/m ³)	NBR 6508	27,51
LL (%)	NBR 6459	39
LP (%)	NBR 7180	21
IP (%)		18
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	NBR 7182	17,85
$W_{\acute{o}tim}$ (%)		16

2.2 Execução do protótipo

O protótipo foi construído em laboratório e consiste em um muro íngreme de solo reforçado (inclinação da face de 90°). Para tal utilizou-se de uma caixa de ensaios existente no laboratório de geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. A caixa de ensaio permite que sejam construídos protótipos de dimensões 150x160x140 cm (Altura x largura x comprimento) com paredes laterais de aço reforçado de modo a garantir o estado plano de deformação.

A estrutura foi construída em solo compactado manualmente na umidade ótima de compactação (Proctor normal), buscando o grau de compactação de 98%. De modo a alcançar o grau de compactação almejado, utilizou-se de camadas de compactação de 5 cm, sendo que no final de cada camada compactada de 30 cm era realizado o controle de compactação utilizando

a técnica do cilindro de cravação (NBR 9813).

Reforços foram espaçados verticalmente a cada 30 cm com declividade de 1% em direção à face de modo a auxiliar na drenagem de eventual infiltração de água no interior do maciço. A estrutura de solo reforçado foi construída utilizando a técnica de solo envelopado com face exposta durante o ensaio (Figura 1).

2.3 Sistema de umedecimento

O sistema de umedecimento consiste em quatro mangueiras instaladas no topo de uma camada de areia nivelada cuja função é distribuir uniformemente as águas provenientes de cada mangueira. O sistema é abastecido por um reservatório com capacidade de 100 litros onde se instalou um controlador de vazão de modo a garantir a vazão constante ao longo de todo evento de chuva simulado. A configuração do sistema de umedecimento é ilustrada na Figura 2.

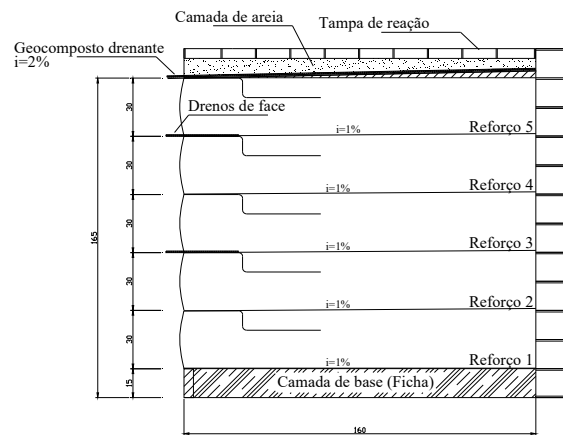


Figura 1. Seção transversal do protótipo estudado.

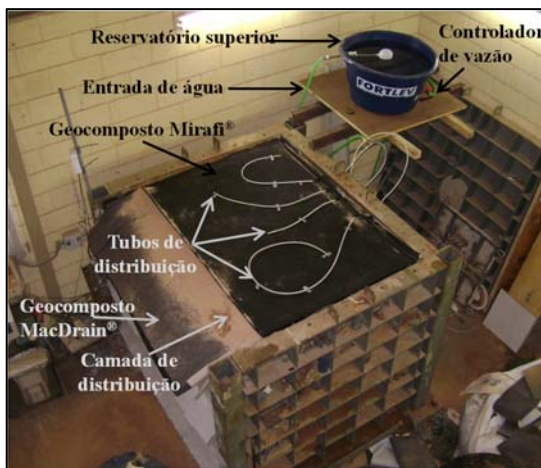


Figura 2. Configuração do sistema de avanço da água.

2.4 Instrumentação

O protótipo foi instrumentado de modo a obter informações quanto ao efeito da infiltração de água no solo do aterro. A instrumentação contemplou medidas de teores de umidade em diferentes pontos distribuídos ao longo do maciço reforçado (Figura 3), deslocamentos horizontais e pressões neutras.

Para medidas de deslocamentos horizontais foram obtidas por meio de tell-tales (Benjamin et al. 2007, Portelinha et al, 2013). As distribuições das deformações ao longo do comprimento do reforço foram obtidas utilizando a derivação de funções sigmoidais ajustadas aos pontos experimentais de deslocamentos (Zornberg e Arriaga, 2003; Benjamin et al. 2007, Portelinha et al. 2013). Os deslocamentos de face foram monitorados por meio de LVDTs localizados em 5 pontos da face. A pressão neutra do solo de aterro foi monitorada por transdutor elétrico, com faixa de leitura de -100 a 100 kPa, instalado 5 cm acima do reforço posicionado da camada reforçada 5. A Figura 3 apresenta o posicionamento da instrumentação na estrutura ensaiada.

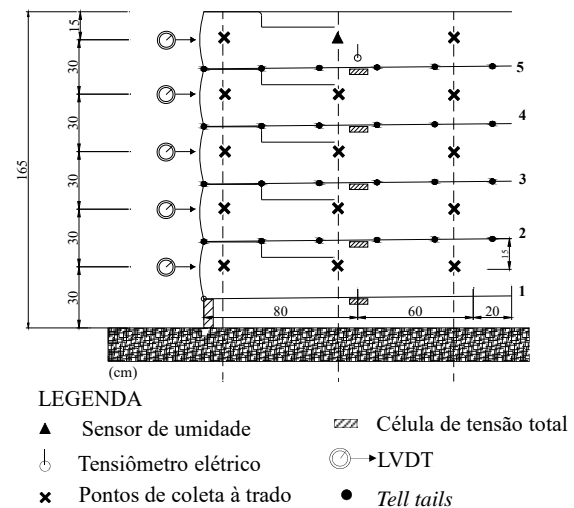


Figura 3. Localização da instrumentação.

2.5 Execução do ensaio

O ensaio consistiu no monitoramento da instrumentação instalada no protótipo durante 80 dias. A estrutura foi submetida a eventos de chuvas aleatórias de diferentes intensidades e tempos de duração (Figura 4), simultaneamente aos carregamentos apresentados na Figura 5. Leituras da instrumentação foram realizadas diariamente, incluindo leituras durante o processo de construção. No entanto, as análises da instrumentação foram conduzidas para as condições de serviço (comportamento pós-construção).

Neste ensaio, o primeiro evento de chuva apresentou uma intensidade de 85 mm/h com duração de 7 horas. Para efeito de comparação, a intensidade de precipitação considerada em projetos de rodovias na região de São Carlos - SP é de aproximadamente 50 mm/h. Após a aplicação do primeiro evento de chuva, optou-se por chuvas de intensidades menores.

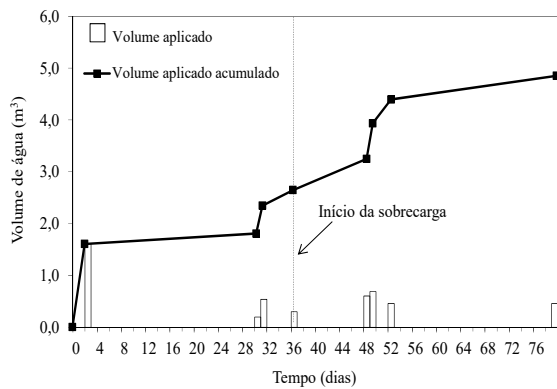


Figura 4. Eventos de chuvas impostos durante o período de ensaio.

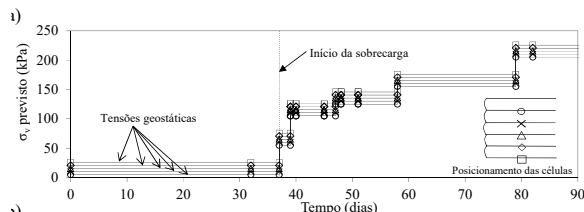


Figura 5. Tensões impostas durante o ensaio.

Cabe ressaltar que o primeiro evento de chuva foi aplicado antes da aplicação da tensão vertical, com a finalidade de umedecer a estrutura previamente. Esta situação buscou simular uma condição comum durante o processo construtivo que costuma favorecer o

desenvolvimento de pressões neutras. É muito comum em alguns projetos de muros de solo reforçado, a construção de um aterro no topo da estrutura. Além disso, é também comum que períodos de chuva possam ocorrer e umedecer o solo da estrutura durante o processo construtivo. Nesta condição de umedecimento, a construção do aterro sobre a estrutura reforçada pode gerar deformações e deslocamentos excessivos.

3 RESULTADOS

3.1 Efeito da precipitação

Os teores de umidade no protótipo foram monitorados em pontos localizados nas distâncias de 10 cm, 80 cm e 130 cm em relação à face. Adicionalmente, um piezômetro elétrico instalado na camada superficial permitiu observar o comportamento das pressões neutras nas proximidades do reforço permeável. Os resultados do monitoramento de umidade do protótipo são apresentados na Figura 6.

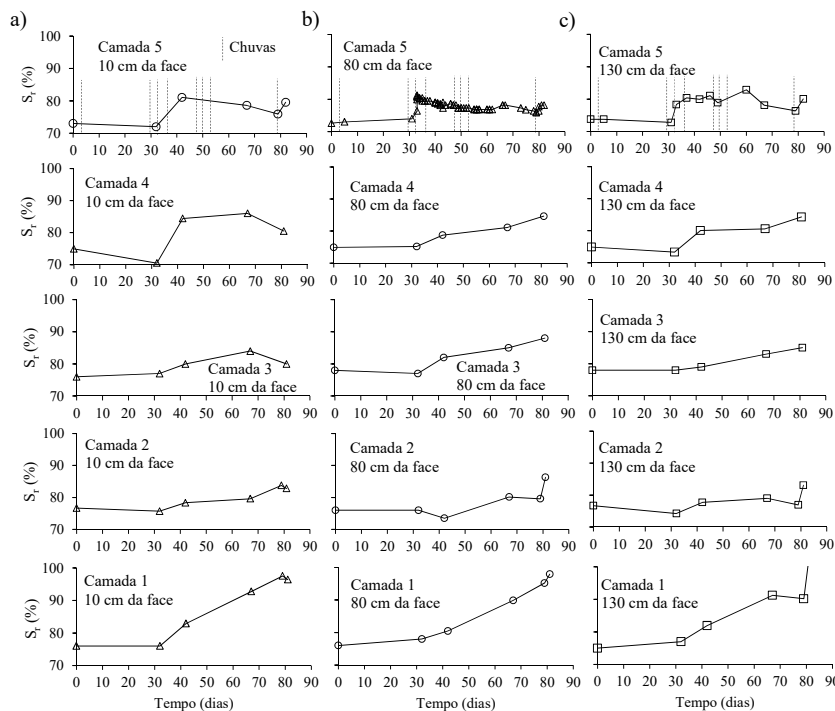


Figura 6. Variação do grau de saturação durante o ensaio do protótipo M4: (a) 10 cm da face; (b) 80 cm da face; (c) 130 cm da face.

Com base nos resultados da Figura 6, nota-se que o solo umedeceu após os eventos de chuvas, mas nos períodos de interrupção destes eventos, em alguns momentos, houve a redução do grau de saturação solo. Pode-se supor, portanto, que existe uma influência da capacidade drenante dos reforços por manter o grau de saturação do solo em níveis relativamente baixos (máximos em torno de 90%), considerando as condições de precipitação impostas no ensaio. De modo geral, os maiores valores de grau de saturação foram medidos na camada 1, próxima da fundação, o que pode ser atribuído ao caminho preferencial da água pela face envelopada, transferindo o umedecimento para o reforço próximo da base do protótipo. Apesar disso, o umedecimento do solo seguiu uma sequência coerente de infiltração descendente.

3.2 Comportamento do protótipo

3.2.2 Pressões neutras

O monitoramento das pressões da água foi realizado na camada reforçada superficial (camada 5), com o piezômetro posicionado 5 cm acima da linha do geotêxtil não tecido. Os resultados das leituras de pressões da água durante as ações das sobrecargas são apresentados na Figura 7.

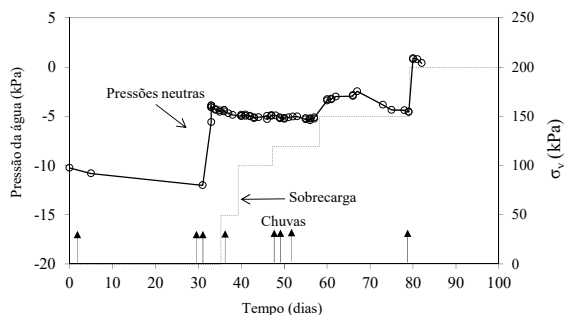


Figura 7. Pressões neutras medidas na região central da camada reforçada 5.

Os aumentos dos valores de pressões neutras até o 55º dia de ensaio foi consequência da infiltração de água na camada, cujas pressões negativas relativamente elevadas tenderam a diminuição até valores em torno de -5 kPa. Durante este período, os acréscimos de carga de 50 kPa, 100 kPa e 120 kPa não ocasionaram desenvolvimentos significativos e pressões

neutras mantiveram-se estáveis até o 55º dia de ensaio. Após a aplicação da tensão de 200 kPa, o aumento da pressão da água foi significativo, alcançando valores positivos (1 kPa). Cabe notar que após a estabilização desta tensão, as pressões da água tenderam a se dissipar em poucos dias. Este comportamento pode ser atribuído à presença do reforço permeável na proximidade do ponto de leitura. Enfatiza-se ainda, que os reforços influenciaram significativamente para que estas pressões da água não se excedessem a ponto de provocar a ruptura do protótipo, já que o comportamento triaxial CU do solo indicou este ser passível de desenvolvimento de pressões neutras de até 50 kPa. Considerando as condições de carregamento impostas no protótipo, a condição CU poderia ter sido alcançada, já que os aumentos das tensões foram relativamente rápidos.

3.2.3. Deslocamentos horizontais

Os resultados das leituras dos extensômetros tell-tales são mostrados na Figura 8. Nos gráficos foi plotado também o regime de tensões estabelecido durante o ensaio. Observa-se que, os aumentos de tensões proporcionaram aumentos nos deslocamentos internos, sendo os valores máximos localizados em pontos mais próximos da face. Até o 47º dia de ensaio, em que a tensão de 100 kPa foi aplicada, os níveis de deslocamentos internos foram relativamente pequenos. Dessa forma, a velocidade de carregamento mostrou-se não ter influência no comportamento do protótipo até o nível de tensão de 100 kPa, já que pressões neutras não foram desenvolvidas nestas condições.

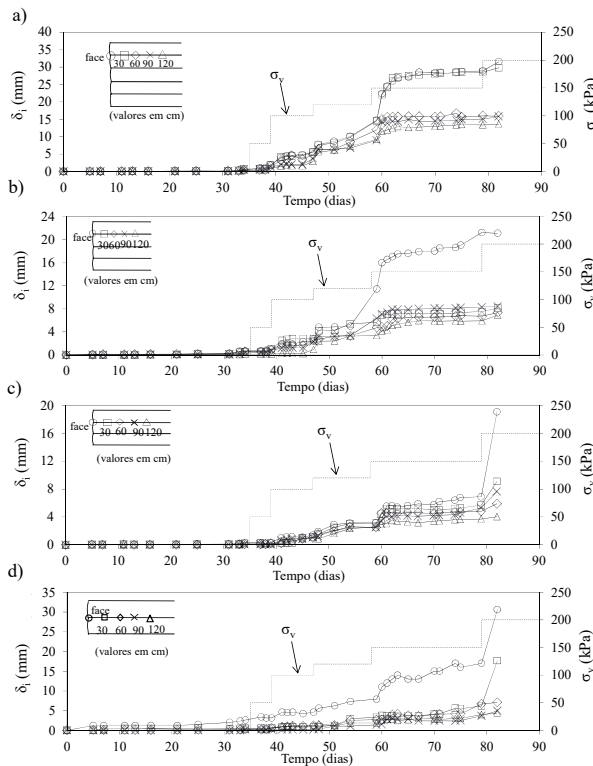


Figura 8. Resultados dos deslocamentos internos do protótipo M4: (a) camada 5; (b) camada 4; (c) camada 3; (d) camada 2.

Após este período, os deslocamentos aumentaram em maiores taxas devido às tensões de 150 kPa e 200 kPa. Considerando o comportamento de pressões neutras evidenciado, pode-se supor que estes aumentos mais expressivos foram decorrentes dos aumentos nos valores de grau de saturação neste período, assim como pelas pressões internas desenvolvidas durante o ensaio. Ainda, os níveis de tensões aplicados neste período estavam próximos da tensão de ruptura do solo, o que resultou nos deslocamentos excessivos.

Os deslocamentos registrados nesta estrutura foram significativos em comparação com os níveis registrados nos outros protótipos, com valores máximos de 32 mm. Considerando a relação δ/H , o valor máximo desta foi de 0,02, o que resultaria em um deslocamento máximo de 200 mm para uma estrutura com 10 m de altura. Se a relação δ/H for comparada às diversas estruturas monitoradas e relatadas na literatura, o nível registrado seria aproximado aos de estruturas estáveis. Para efeito de comparação, a estrutura de geogrelhas de Burwash e Frost (1991), na qual ações estabilizadoras foram

providenciadas para evitar a ruptura da estrutura, apresentou δ/H máximo de 0,037. Já a estrutura estável de geogrelhas relatada por Seigo et. al (1990) apresentou deslocamento normalizado máximo de 0,01.

3.2.4. Deformação nos reforços

Na Figura 9 são mostrados os progressos das deformações máximas ao longo do comprimento dos reforços, obtidos pela derivação da distribuição sigmoideal dos deslocamentos internos monitorados.

Pode-se observar pequenas deformações nos reforços até o período de 55 dias, mesmo após intensos períodos de chuvas e aplicação de sobrecargas de até 120 kPa. Ainda neste período, as deformações apresentaram o valor máximo de 4%. Após o incremento até a tensão de 150 kPa, as deformações passaram a aumentar significativamente. Aparentemente, as maiores deformações aconteceram nos maiores níveis de saturação e maiores tensões aplicadas.

Existe, portanto, a influência de duas variáveis (tensão e saturação), cujo efeito pode ser resumido à redução da rigidez do solo devido ao umedecimento e aos aumentos nas tensões devido às sobrecargas. Considerando o aumento das deformações com o avanço do umedecimento, o comportamento tensão – deformação do solo, e a aplicação de carregamento em velocidades relativamente grandes, estas condições podem vir a compor uma condição crítica. Conclui-se que a utilização de reforços de elevada permeabilidade foram cruciais para que as deformações não aumentassem prejudicialmente, possibilitando que as pressões neutras não se acumulassem pelo acréscimo de carga. Acredita-se que com o uso de um reforço “impermeável” as deformações e deslocamentos seriam maiores.

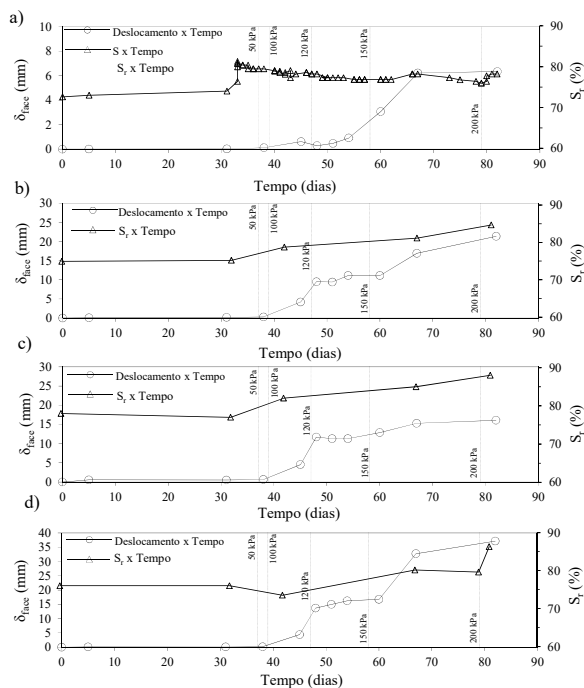


Figura 9. Deformações máximas e grau de saturação versus tempo do protótipo M4: (a) camada 5; (b) camada 4; (c) camada 3; (d) camada 2.

Uma verificação quanto ao efeito das condições impostas neste ensaio foi realizada utilizando análises de equilíbrio limite (Wright, 1990), nas quais os efeitos do acréscimo de tensão e umedecimento foram avaliados isoladamente. Os resultados são mostrados na Figura 10. As pressões neutras inseridas nas análises foram obtidas da curva de retenção de água do solo, com base nos teores de umidade medidos durante o avanço. Foi identificado o efeito significativo do umedecimento na estabilidade do protótipo, chegando a uma redução de 70% no fator de segurança da condição inicial de compactação para a condição de 90% de grau de saturação. O efeito de carga isoladamente, na condição inicial de compactação, reduziu o fator de segurança em 50%.

Esta análise mostra o efeito significativo da associação das variáveis umedecimento e acréscimo de tensões. Verifica-se ainda que o carregamento de 200 kPa na estrutura umedecida resultou no fator de segurança próximo de 1,0, o que indica a proximidade da ruptura da estrutura. Cabe observar que, pelo fato das pressões da água positivas registradas serem desprezíveis, estas não foram consideradas nas análises. Mas se uma condição

hipotética de pressão da água de 10 kPa fosse considerada, a estrutura resultaria num fator de segurança menor que 1,0.

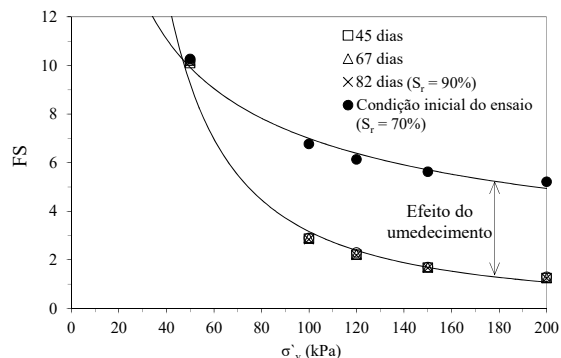


Figura 10. Avaliação dos efeitos de umedecimento e sobrecarga por análises de equilíbrio limite.

Na Figura 11 é mostrado o protótipo ao final do ensaio, ilustrando a condição final da estrutura. Foi observado que o protótipo apresentava-se distorcido e o solo com consistência plástica, o que foi preponderante para os aumentos significativos nas deformações nos reforços.



Figura 11. Protótipo M4 no final do ensaio.

4 CONCLUSÕES

Com o resultado do programa experimental adotado no presente trabalho, as seguintes conclusões poderão ser obtidas:

- Embora o solo arenoso argiloso usado na construção dos protótipos não se enquadre na faixa de aceitação recomendada pelas normas internacionais, a rigidez deste, nas condições estabelecidas pelo uso de reforços não tecidos, foi suficiente

para que níveis de deformações e deslocamentos satisfatórios fossem registrados, mesmo sob o efeito do umedecimento verificado com a presença dos reforços não tecidos.

- A aplicação de incrementos de sobrecarga com velocidade de aplicação relativamente elevada não resultou no desenvolvimento expressivo de pressões na água positivas devido à presença de reforços permeáveis. Desse modo, os incrementos de tensões promoveram maiores deslocamentos somente a partir de um nível de tensão próximo da plastificação do solo, que foi alcançado pelo aumento do grau de saturação e tensão associadamente.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e FAPESP pelo financiamento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*, seventeenth ed.. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- American Society for Testing Materials. ASTM: D-4595/2005. *Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextile by the Wide-width Strip Method*. West Conshohocken, Philadelphia, USA.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9813/1987: *Solo – Determinação da Massa Específica Aparente in Situ, com Emprego do Cilindro de Cravação*. Rio de Janeiro, 1987, 5p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR7182/1986. *Solo: Ensaio de Compactação. Procedimento*. Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7181/1984: *Solo – Análise Granulométrica – Procedimento*, Rio de Janeiro, 1984, 13p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6459/1984: *Solo - Determinação do Limite de Liquidez*, Rio de Janeiro, 1984, 6p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7180/1984: *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*, Rio de Janeiro, 1984, 3p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12568/1992: *Geotêxteis – Determinação da Gramatura*, Rio de Janeiro, 1992, 2p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12569/1992: *Geotêxteis – Determinação da Espessura*, Rio de Janeiro, 1992, 2p.
- Benjamin, C. V .S., Bueno, B. S. e Zornberg, J. G. (2007). Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynthetics International*, v. 14, n. 2, p. 100-119.
- Burwash, W. J. e Frost, J. D. (1991). Case history of a 9 m high geogrid reinforced retaining backfills. In: *Geosynthetics 91*, Atlanta, EUA. Proceedings... v. 2, p. 485-493.
- Ling, H. I., Wu, J. T. H. e Tatsuoka, F.(1992). Short-term strength deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 11, n. 2, p. 185-219.
- Ling, H. I., Tatsuoka F., Wu, J. T. H. e Nishimura, J. (1993). Hydraulic conductivity of geotextiles under typical operational conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 12, n. 6, p. 509-542.
- Portelinha, F. H. M., Bueno, B. S. e Zornberg, J. G. (2013). Performance of nonwoven geotextile reinforced soil walls under wetting conditions: laboratory and field investigation. *Geosynthetics International*, 20 (2), p. 90-104.
- Sego, D.C., Scott, E.A., Richards, E. A. e Liu, Y. (1990). Performance of a Geogrid in a Cohesive Soil Test Embankment. *Proceedings of International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products* (4), Vol. 1, 66-72.
- Wright S. G (1990). UTEXAS3, A computer program for slope stability analyses calculation. *Shinoak Software*, Austin, Texas.
- Zornberg, J. G. e Arriaga, F. (2003). Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 129, n.1, p. 32-45.
- Zornberg, J.G. e Mitchell, J.K. (1994). Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills, Part I. *Geosynthetics International* 1 (2), p. 103–148.