XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.6/21

Avaliação da Estabilidade de Longo Prazo em Aterros Reforçados sobre Solos Moles

Edwin Fernando Ruiz Blanco
ENGECORPS Engenharia, Barueri, Brasil, edwinfernando.ruiz@engecorps.com.br
CLAY Consultoria, Brasil, fernando.ruiz@clayconsultoria.com.br

Paulo Scarano Hemsi
Divisão de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Instituto Tecnológico de Aeronáutica - ITA, São José dos Campos, Brasil, paulosh@ita.br

Paulo José Brugger, Brugger Engenharia, São José dos Campos, Brasil, paulo@brugger.eng.br

Luis Brian Fuentes, HUESKER Brasil, São José dos Campos, Brasil, brian.fuentes@huesker.com.br

RESUMO:
Este artigo investiga o comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles, com foco na mobilização de deformações no reforço durante o processo de adensamento e no efeito da fluência no comportamento do sistema. Esses aspectos são analisados por meio de simulações numéricas de um estudo de caso representativo (aterro rodoviário hipotético), em conjunto com análises de estabilidade por equilíbrio limite, com ênfase na avaliação da estabilidade do sistema no longo prazo, considerando o ganho de resistência não drenada do solo decorrente da dissipação das pressões neutras, bem como os efeitos dependentes do tempo no comportamento do reforço. Os resultados permitem avaliar os efeitos combinados desses fenômenos por meio de uma abordagem integrada dos mecanismos envolvidos, além de analisar o comportamento do sistema no estado limite de serviço. Por fim, o estudo propõe recomendações práticas para a incorporação aproximada desses efeitos em projeto, destacando a importância da consideração conjunta de processos dependentes do tempo na avaliação do desempenho desse tipo de estruturas.

PALAVRAS-CHAVE: Aterros reforçados, Geogrelha, Solo Mole, Adensamento, Fluência.

ABSTRACT: This paper investigates the behavior of geogrid-reinforced embankments constructed on soft soils, with a focus on the mobilization of reinforcement strains during the consolidation process and the influence of creep on system behavior. These aspects are analyzed through numerical simulations of a representative case study (a hypothetical road embankment), combined with limit equilibrium stability analyses, with emphasis on evaluating system stability in the long term. The analysis considers the increase in undrained shear strength of the foundation soil resulting from pore pressure dissipation, as well as time-dependent effects on reinforcement behavior. The results allow for the assessment of the combined effects of these phenomena through an integrated analysis of the governing mechanisms, as well as the evaluation of system behavior under the serviceability limit state. Finally, the study proposes practical recommendations for incorporating these effects into design, highlighting the importance of jointly considering time-dependent processes in the assessment of the performance of such structures.

KEYWORDS: Reinforced Embankments, Geogrid, Soft Soils, Consolidation, Creep.

1 INTRODUÇÃO

O comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sobre solos moles tem sido amplamente investigado na prática e na literatura (Humphrey & Holtz, 1987; Jewell, 1988; Leroueil & Rowe, 2001; Rowe & Li, 2005). De modo geral, reconhece-se que a fase mais crítica em termos de estabilidade ocorre durante e imediatamente após a construção, quando o reforço é essencial para evitar o colapso. Durante a fase operacional, o comportamento do sistema passa a ser governado predominantemente pelo ganho progressivo de resistência do solo de fundação, decorrente do processo de adensamento (Jewell, 1996).

Para fins de projeto, a estabilidade de curto prazo é usualmente avaliada sob condições não drenadas, em função da baixa permeabilidade das argilas moles (Ladd, 1991). Nesse contexto, podem ocorrer diferentes mecanismos de ruptura, incluindo ruptura do reforço, deslizamento na interface solo-reforço e ruptura por deslocamentos não drenados excessivos associada à rigidez insuficiente, entre outros (Rowe & Soderman,

1985; Rowe & Mylleville, 1990; Taechakumthorn, 2011). A partir de análises numéricas, Rowe & Soderman (1985) introduziram conceitos como altura líquida do aterro e deformação compatível admissível, posteriormente ampliados por Hinchberger & Rowe (2003).

Por outro lado, é reconhecido que o desempenho dessas estruturas no longo prazo é fortemente influenciado por fenômenos dependentes do tempo, incluindo o adensamento do solo de fundação, o comportamento viscoplástico dos solos moles, caracterizado pela dependência da taxa de deformação (*rate sensitivity*) e pela ocorrência de *creep* (ou adensamento secundário), bem como a resposta viscoelástica dos geossintéticos, associada à fluência e relaxação. Esses efeitos podem resultar no aumento progressivo das deformações após a construção (Silva, 2003; Rowe & Li, 2005; McGown et al., 1982; Leroueil & Marques, 1996).

Apesar de amplamente estudados, tais fenômenos e seus efeitos associados são, em geral, tratados de forma isolada, ou integrados por meio de abordagens complexas, sendo ainda limitadas as propostas que consideram sua interação conjunta e concatenada de forma prática na fase de projeto. Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo analisar o comportamento de um aterro rodoviário reforçado com reforço basal sobre solo mole, previamente estudado por Ruiz (2013), aprofundando alguns dos aspectos técnicos mencionados acima e propondo recomendações práticas para sua incorporação no dimensionamento. Inicialmente, realiza-se uma avaliação da estabilidade de curto prazo, incluindo a estimativa do módulo mínimo de rigidez do reforço (J_{min}) e suas implicações na definição do tipo de reforço requerido. Em seguida, para o comportamento de longo prazo (serviço), o foco do estudo está na avaliação da mobilização das deformações de tração no reforço ao longo do tempo, analisando a influência do processo de adensamento do solo de fundação e incorporando, de forma aproximada, os efeitos de fluência do geossintético nessa resposta. Adicionalmente, busca-se identificar o instante mais crítico para avaliação das propriedades do reforço, bem como examinar com maior detalhe a avaliação da estabilidade de longo prazo tanto no Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Serviço.

2 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE NO CURTO PRAZO OU NÃO DRENADA (ESTADO LIMITE ÚLTIMO - ULS)

Os métodos de equilíbrio limite tem sido aceitos como técnica para avaliação da estabilidade não drenada de aterros reforçados sobre solos moles. No entanto, sua aplicação pressupõe a definição da deformação do reforço na ruptura, a qual não é diretamente conhecida e deve ser estimada por meio de métodos aproximados ou análises numéricas complexas.

O uso da deformação última de tração do reforço geossintético (também referida como deformação característica) em cálculos de projeto (Michalowski, 1992) pode levar à superestimação da estabilidade de curto prazo, uma vez que aterros reforçados podem atingir a ruptura associada a deslocamentos excessivos antes que a resistência última do reforço seja efetivamente mobilizada (Rowe & Soderman, 1987; Rowe et al., 1995). Nesse contexto, distinguem-se dois estados limite relevantes para o dimensionamento de curto prazo (fim da construção): (*i*) o estado limite associado à ruptura global do sistema, no qual a força de tração requerida no reforço é obtida por análises de equilíbrio limite, e (*ii*) um estado limite adicional associado à ocorrência de deslocamentos excessivos na condição não drenada, relacionado ao desenvolvimento de plastificação contínua na fundação (*contiguous plasticity*). A deformação mobilizada no reforço nesse estado é definida como deformação de compatibilidade, ε_a.

Assim, um procedimento de projeto eficiente e consistente deve considerar simultaneamente esses dois estados limite, combinando a força de tração requerida para a estabilidade global com a deformação mobilizada correspondente na ruptura (i.e., no estado limite último de máxima altura liquida de aterro). A deformação de compatibilidade constitui, portanto, um parâmetro chave para estimar a rigidez à tração mínima requerida do reforço. Essa abordagem, inicialmente introduzida por Rowe & Soderman (1985) e posteriormente complementada por Hinchberger & Rowe (2003), é consistente com recomendações normativas no Brasil, como a DNIT 380/2022–PRO, que estabelece a utilização da deformação de compatibilidade para tal finalidade.

2.1 Características das análises

A Figura 1 apresenta a geometria adotada, representando um aterro rodoviário típico com altura h = 2,30 m, largura de crista b = 28,8 m e taludes 2*H*:1*V*, construído sobre uma fundação de argila mole com espessura

de 8,0 m, com resistência ao cisalhamento não drenada na superfície S_{u0} e gradiente ρ_c. Considera-se a existência de uma camada competente subjacente.

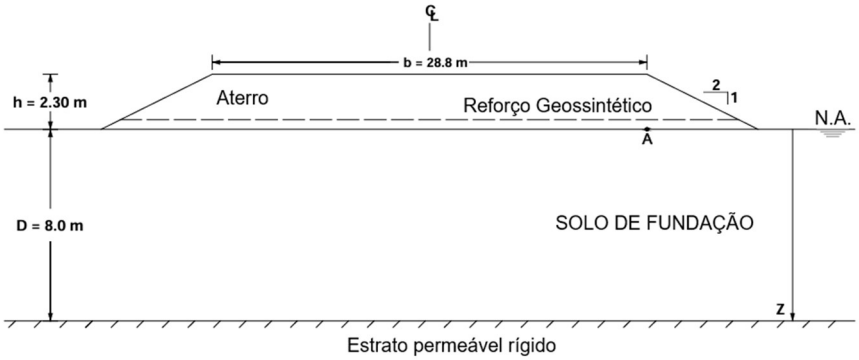


Figura 1. Geometria do aterro considerada e estratigrafia do solo de fundação.

A modelagem foi realizada no programa PLAXIS 8.6, em condição de deformação plana e pequenas deformações. Adotou-se malha não estruturada com elementos triangulares de 15 nós e refinamento global fino. O reforço geossintético foi modelado por elementos de barra com rigidez axial *J*, posicionado próximo à interface solo mole/aterro. A interface aterro/reforço foi considerada elastoplástica (*Mohr-Coulomb*), com R_{inter} =1,0. A resistência na interface solo mole/aterro foi assumida igual à resistência não drenada do solo de fundação na superfície. O estado inicial geostático foi definido pelo procedimento K'_0, com nível freático na superfície. A construção foi simulada por ativação gradual de camadas do aterro, assumindo construção instantânea (sem dissipação de pressões neutras).

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos considerados para argila mole e material de aterro.

Solo de fundação	
Resistência ao cisalhamento não drenado na superfície (S_{u0}):	5,0 kPa
Taxa de aumento da resistência não drenada com a profundidade (ρ_c):	1,50 kPa/m
Ângulo de atrito total (φ):	0°
Peso específico saturado (γ_{sat}):	15 kN/m³
Coeficiente de Poisson não drenado (v_u):	0,48
Módulo de Young não drenado (E_u):	E_u/S_u = 125
Material do aterro	
Ângulo de atrito interno efetivo (φ'):	37°
Coesão efetiva (c'):	1,0 kPa
Peso específico compactado (γ_{bulk}):	20 kN/m³
Coeficiente de Poisson para descarregamento-recarregamento (v_{ur}):	0,20
Módulo de rigidez secante triaxial (E_{50}):	25 MPa
Módulo de rigidez para descarregamento-recarregamento (E_{ur}):	75 MPa
Módulo edométrico (E_{oed}):	25 MPa
Expoente de dependência da rigidez com o nível de tensão (m):	0,50

O comportamento do solo mole de fundação foi modelado pelo critério de *Mohr-Coulomb*, assumindo resposta linear-elástica perfeitamente plástica, com superfície de escoamento fixa e plasticidade não associada. Assim, não foram considerados efeitos como anisotropia, ruptura progressiva ou comportamentos constitutivos mais avançados. Para a análise de curto prazo, adotou-se condição não drenada em termos de tensões totais, na qual não se modela a geração de pressões neutras em excesso. Dessa forma, foi necessário utilizar um conjunto de parâmetros não drenados para o solo mole, conforme apresentado na primeira parte da Tabela 1. Esse conjunto de parâmetros foi selecionado com base em valores típicos reportados na literatura para a Formação Sedimentar Flúvio-Lagunar Holocênica (SFL) da Baixada Santista (Massad, 2009; Hinchberger & Rowe, 2003). Foi adotada a relação E_u/S_u = 125, conforme Duncan & Buchignani (1976). O material do aterro foi modelado como solo granular friccional utilizando o modelo *Hardening Soil*.

Para o caso analisado, foram adotados f_c= 1,3 para o S_u do solo de fundação, f_φ = 1,2 para ângulo de atrito do material de aterro e f_γ =1,1 para o peso unitário do material de aterro, conforme Hinchberger & Rowe (2003). A aplicação desses fatores parciais conduz a uma condição de projeto aproximadamente equivalente a um fator de segurança em condições globais da ordem de 1,30 (quando comparada a uma análise convencional sem fatores parciais).

2.2 Determinação do módulo J_{min}

Seguindo a metodologia proposta por Hinchberger & Rowe (2003), foi possível estimar, a partir das análises numéricas desenvolvidas para o caso em estudo, a deformação de compatibilidade admissível ε_a, obtendo-se um valor de ε_a = 3,44 %. Em contraste, o valor estimado com base no método de Futai (2010) foi de ε_a = 2,2 %, enquanto a estimativa aproximada por meio do ábaco de Hinchberger & Rowe (2003) resultou em ε_a = 3,9 %, evidenciando uma calibração preliminar consistente do modelo adotado.

Por meio de uma análise convencional de equilíbrio limite (círculo de deslizamento, método de Bishop modificado), a força de reforço requerida para uma altura de aterro de 2,30 m foi estimada em T_{ro} = 50 kN/m, correspondente a um fator de segurança global igual a 1,0, considerando as propriedades do solo modificadas pelos fatores parciais aplicados. Assim, o módulo mínimo de rigidez para o caso em estudo foi determinado como J_{min} = 1.672 kN/m, calculado a partir de α_r = 1,15, T_{ro} = 50 kN/m e ε_a = 3,44%. Maiores detalhes sobre o procedimento podem ser encontrados em Ruiz et al. (2013).

2.3 Influência do módulo de rigidez do reforço na estabilidade

Considerando uma deformação arbitrária para o reforço de ε_n = 10 % e a força requerida T_{ro} previamente calculada, obtém-se um módulo de rigidez arbitrário J = 500 kN/m. Quando esse valor é adotado como parâmetro de entrada nas análises numéricas do sistema em estudo, verifica-se que, mesmo considerando uma força de tração adequada (obtida por equilíbrio limite), a segurança frente à ruptura global não é garantida. Isso se evidencia em termos da altura máxima de aterro aplicada nesse Estado Limite Último, da força de tração efetivamente mobilizada na ruptura e do fator de segurança global calculado a partir dessa força mobilizada, sendo a estabilidade adequadamente atendida apenas para o caso em que se adota J_{min}.

Dessa forma, recomenda-se, como prática de projeto, que o geossintético atenda a um módulo de rigidez secante mínimo na faixa de deformação 0–ε_a e apresente deformação nominal igual ou superior à deformação de compatibilidade ($\varepsilon \geq \varepsilon_a$). Conforme Ruiz (2013) e outros autores, a adoção de módulos de rigidez superiores a J_{min} é recomendada, pois, além de garantir a estabilidade, melhora o comportamento deformacional global, reduzindo deslocamentos horizontais no solo de fundação e as deformações no reforço.

2.4 Estimativa da resistência nominal para diferentes tipos de reforço

Para fins de seleção do tipo de reforço necessário para garantir a estabilidade não drenada da estrutura, foi realizada uma estimativa da resistência à tração nominal mínima que seria requerida a partir do valor de J_{min} previamente calculado, considerando um valor de deformação característica (ou última) de 5% para materiais de PVA (álcool polivinílico) e de 8% para materiais de Poliéster. Para fins comparativos, adotou-se a hipótese de que, no cenário de ruptura estudado, a resistência requerida no reforço para o mecanismo de estabilidade global corresponderia diretamente à força de tração calculada para a determinação do J_{min}, assumida como equivalente a 100% da Resistência à Tração Última (*UTS*) neste caso. Nessas condições, verifica-se que, para atender ao critério de projeto associado ao módulo mínimo de rigidez, o reforço em PVA deveria apresentar uma resistência nominal de, no mínimo, aproximadamente 1,45 vezes o valor da resistência calculada para a combinação dos estados limite, T_{ro} (global e de compatibilidade), enquanto, para o Poliéster, esse fator é da ordem de 2,33.

Os valores obtidos são uma estimativa preliminar e não consideram a aplicação de fatores de redução específicos dos materiais, como fluência por exemplo. No entanto, a comparação realizada tem como objetivo evidenciar a necessidade de compatibilizar o requisito de projeto principal (atendimento do J_{min}) com a disponibilidade de produtos comerciais com diferentes características mecânicas (tensão-deformação).

3 ANÁLISE NA CONDIÇÃO OPERACIONAL DE LONGO PRAZO (ESTADO LIMITE DE SERVIÇO - SLS)

Como já mencionado, o projeto de aterros reforçados com geossintéticos deve incluir a avaliação do estado de serviço, com limites rigorosos de deformação em obras críticas (FHWA HI-95-038, 1995). Nesse contexto, reconhece-se que a natureza dependente do tempo dos solos e dos geossintéticos influencia significativamente o comportamento no longo prazo (Taechakumthorn, 2011). Diversos estudos experimentais e numéricos investigaram solos viscosos e aterros sobre fundações moles (Bjerrum, 1972; Graham et al., 1983; Leroueil & Marques, 1996; Taechakumthorn, 2011). Contudo, ainda são limitados os trabalhos que integram os efeitos viscosos do solo e do reforço, podendo ocorrer deformações excessivas ou até ruptura após a construção (Bassett & Yeo, 1988; Rowe et al., 1995). A seguir são abordados esses aspectos na condição de serviço para o caso em estudo, com ênfase na mobilização de deformações no reforço.

3.1 Características das análises

Foi adotada a mesma configuração de modelagem anterior, incluindo malha, refinamento, condições de contorno, estado inicial e sequência construtiva. A construção foi simulada com comportamento parcialmente drenado do solo mole, incorporando o efeito do tempo via taxa de execução e permitindo a dissipação parcial das pressões neutras em excesso. O adensamento primário pós-construção também foi considerado, viabilizando a análise da resposta no curto e longo prazo por meio do modelo acoplado de Biot (Biot, 1941), disponível no software utilizado. Para simular diferentes taxas de construção e a geração/dissipação de pressões neutras, foram realizadas análises não drenadas em termos de tensões efetivas. Os parâmetros drenados do solo e a condutividade hidráulica foram adotados com base em valores da literatura (Rowe & Taechakumthorn, 2008; Massad, 2009). Os parâmetros geotécnicos adicionais adotados podem ser encontrados em Ruiz (2013). Para representar o Estado Limite de Serviço – SLS nas simulações numéricas, todos os fatores parciais aplicáveis foram considerados neste caso iguais à unidade (f_c, f_ϕ e $f_\gamma = 1{,}0$), de acordo com as recomendações descritas na BS 8006 (2005).

3.2 Influência do processo de adensamento primário

O efeito da taxa de construção e do correspondente grau de adensamento parcial durante a execução do aterro sobre a deformação máxima mobilizada no reforço no fim da construção (EOC - $h = 2{,}30$ m) foi avaliado para três cenários: construção instantânea (sem adensamento parcial), 1 m/semana e 0,25 m/semana, adotando-se como valor de entrada $J = J_{min} = 1.672$kN/m. Como resultado, obtiveram-se $\varepsilon_{r0ins} = 0{,}95\%$, $\varepsilon_{r0v1} = 0{,}98\%$ e $\varepsilon_{r0v2} = 1{,}01\%$, respectivamente. Conforme mencionado anteriormente, o adensamento tende a aumentar as deformações mobilizadas no reforço, ao mesmo tempo que o solo de fundação torna-se mais resistente com a dissipação de poro-pressões, reduzindo progressivamente a probabilidade de instabilidade do sistema.

Para isso, o adensamento primário foi simulado numericamente considerando um período operacional extenso de vários anos e adotando o módulo do reforço como $J = J_{min}$, até atingir um grau médio de adensamento de aproximadamente 90%. Foi considerada uma drenagem pela superfície e pela base do aterro (distância máxima de 4,0 m). O coeficiente vertical de adensamento foi calculado automaticamente pelo software com base nos parâmetros de entrada adotados.

A Figura 2 mostra a evolução da deformação máxima mobilizada no reforço ao longo desse processo de adensamento. Observa-se que, após a dissipação das pressões neutras ($\bar{U} \approx 90\%$), a deformação mobilizada aumentou de 0,95% (construção instantânea) ao final da construção, para 1,46% após 15 anos de adensamento (~51 %). Os resultados indicam que a mobilização adicional de deformações devido ao adensamento primário é mais significativa nas fases iniciais após a construção, quando a dissipação de pressões neutras é mais intensa. Com o avanço do ganho de resistência não drenada ao longo do adensamento, as deformações tendem à estabilização, desconsiderando efeitos adicionais, como a fluência do reforço por exemplo.

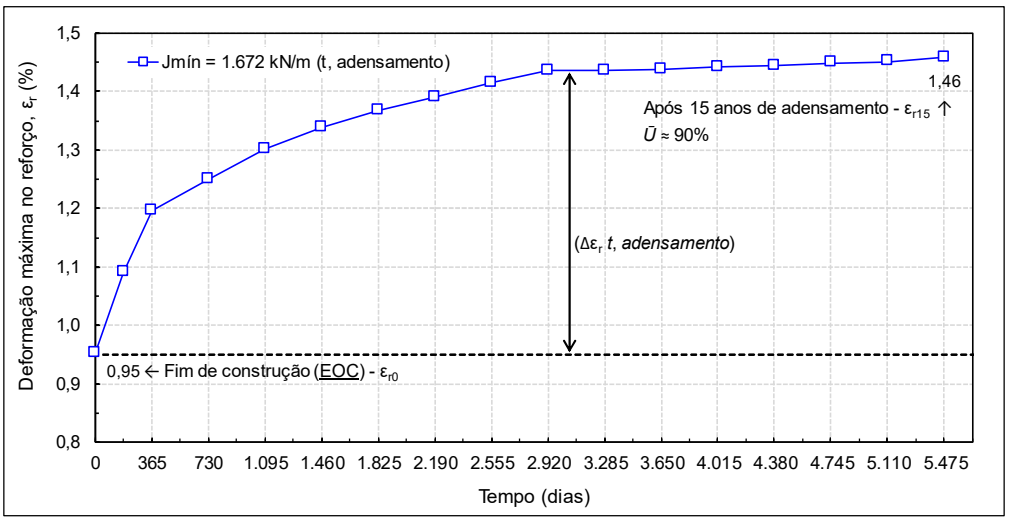


Figura 2. Deformações mobilizadas no reforço durante o adensamento primário.

3.3 Efeito da fluência do reforço

Com base na análise de duas curvas isócronas para reforços de Poliéster (British Board of Agrément – BBA, 2008) e de Polietileno de Alta Densidade - HDPE, tomada de Dobie (2001), foi possível estimar de

forma aproximada, a parcela de deformação mobilizada adicional por fluência (*creep*) que o reforço basal experimentaria de forma concomita ao adensamento e ao longo do período operacional do aterro (Figura 3). Através de um procedimento analítico de estimativa da variação do módulo de rigidez do reforço em função do tempo (a rigidez dependente do tempo *J(t)* diminui à medida que a deformação por *creep* se desenvolve sob carga constante, resultando em aumentos de deformação e possível redistribuição dos esforços de tração no sistema), e da consideração da porcentagem da resistência à tração nominal efetivamente mobilizada no final da construção (% de UTS para ε_{r0ins} = 0,95%), foi possível estimar a mobilização adicional de deformação para dois tipos de reforço, incluindo o período inicial de ação conjunta (soma de efeitos), e um estágio de longo prazo de até 120 anos de operação (com só a influência do *creep*). Os valores obtidos foram de 2,18% para o caso de um reforço de Poliéster (incremento de 0,72% em relação ao valor máximo mobilizado durante o adensamento), e de 5,97 % para o caso do HDPE (com variação de +4,51%). Os resultados indicam que, mesmo com a estabilidade global eventualmente atendida na condição ULS, efeitos dependentes do tempo podem levar à possível superação dos limites de serviço recomendados por normas internacionais (por exemplo, BS 8006). Ressalta-se que o *creep* do próprio solo mole (efeito viscoso adicional), não abordado neste estudo, tenderia a ampliar ainda mais a mobilização de deformações de tração no reforço.

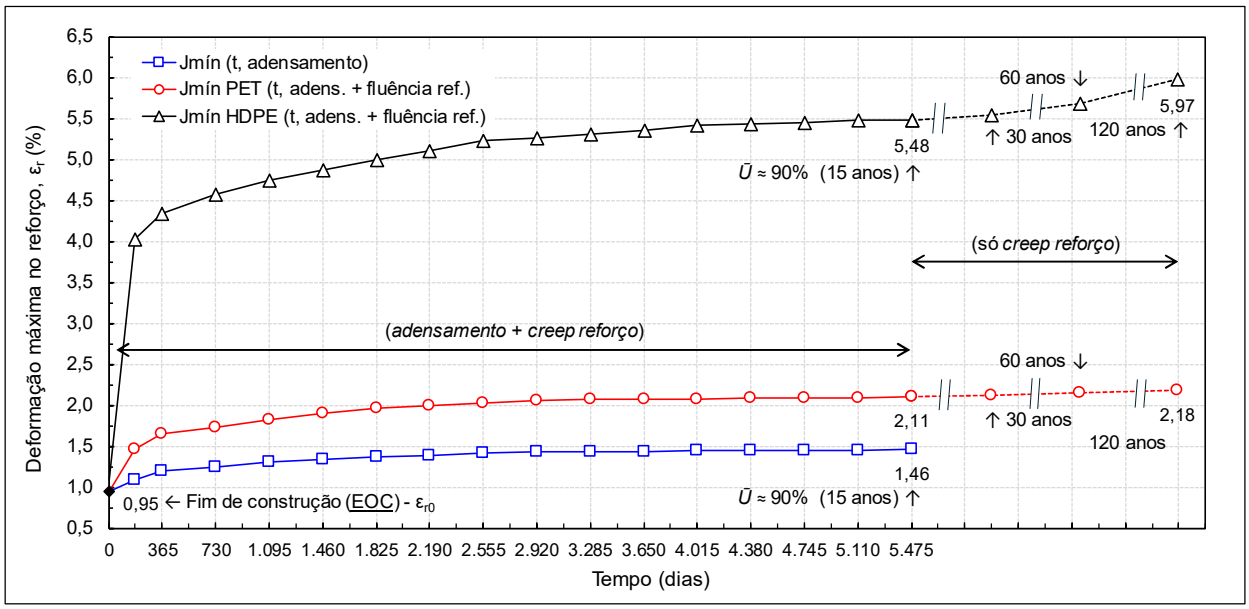


Figura 3. Deformações mobilizadas no reforço durante o adensamento e efeitos da fluência do reforço.

3.4 Estimativa do momento mais crítico para a definição das propriedades à tração do reforço

Mediante a utilização do método SANSHEP (Ladd & Foott, 1974), foi possível estimar o ganho de resistência não drenada no solo de fundação ao longo do processo de adensamento. Assim, considerando a evolução dos valores de S_u com o grau de adensamento desenvolvido durante o primeiro ano de operação do aterro, estimaram-se, por meio de análises convencionais de estabilidade por equilíbrio limite, as forças requeridas no reforço para diferentes instantes tanto na condição ULS como SLS. As análises foram conduzidas de modo a atender aos critérios de segurança para cada estado limite correspondente, adotando fatores de redução distintos da unidade para o Estado Limite Último e iguais a 1.0 para o Estado Limite de Serviço. A Figura 4 apresenta, de forma sintética, os resultados obtidos.

Considerando fatores de redução por fluência obtidos de curvas isócronas selecionada para o reforço de Poliéster no primeiro ano de operação, foi possível estimar a resistência máxima (ou nominal) no reforço para diferentes instantes no cenário ULS ($T_{max} = T_{proj}$ x FR_{creept}). Os resultados mostram que o instante mais crítico (i.e., tempo em que $T_{max(t)}$ atinge o valor máximo) necessário para a definição das propriedades do reforço no estado ULS não coincide necessariamente com o final da construção, conforme já observado por Silva (2003), e como evidenciado pelos resultados de T_{max} calculados (Curva verde na Figura 4).

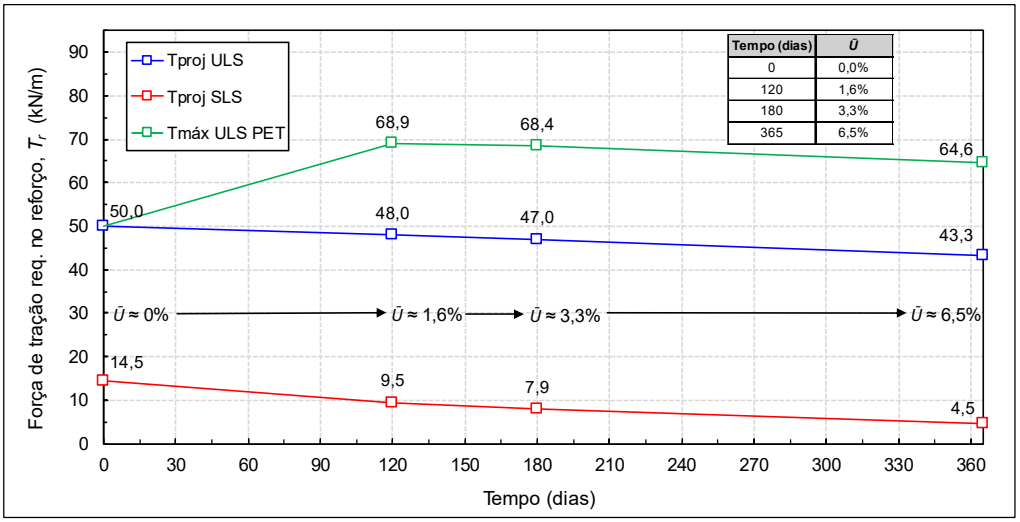


Figura 4. Resultados das análises de estabilidade por E.L considerando os efeitos do ganho de resistência S_u.

Tabela 2. Resumo de resultados da análise integrada (Combinação EL, MEF e Previsões analíticas).

Ano 1				
Tempo (dias)	0 (EOC)	120	180	365
Grau de adensamento médio ($\bar{U}$) - %	0,0	1,6	3,3	6,5
Estado Limite Último - ULS				
Força de tração requerida no reforço, T_r (kN/m)	50,0	48,0	47,0	43,3
Fator de segurança global aproximado	~1,30			
Deformação de compatibilidade	ε_a = 3,44 %			
Estado Limite de Serviço - SLS				
Força de tração requerida no reforço, T_r (kN/m)	14,5	9,5	7,9	4,5
Fator de segurança global aproximado	~1,00			
Deformação máxima mobilizada no reforço no fim da construção	ε_{r0ins} = 0,95 %	-		
Longo prazo				
Deformação mobilizada no reforço por adensamento (15 anos)	$\varepsilon_{r15anos}$ = 1,46 % para $\bar{U}$ =90% | $\Delta\varepsilon_1$ = +0,51%			
Deformação mobilizada adicional por *Creep* PET 120 anos	$\varepsilon_{r120anosPET}$ = 2,18 % | $\Delta\varepsilon_{2PET}$ = +0,72%			
Deformação mobilizada adicional por *Creep* HPDE 120 anos	$\varepsilon_{r120anosHPDE}$ = 5,97 % | $\Delta\varepsilon_{2HPDE}$ = +4,51%			

Ao longo do tempo, a solicitação no reforço necessária para manter o mesmo nível de estabilidade (i.e., FS) diminui devido à consolidação do solo, enquanto a capacidade do geossintético também se reduz em função do *creep*. Assim, o instante crítico para a determinação dessa propriedade corresponderia ao ponto em que a razão entre demanda (solicitação) e capacidade (reforço) atinge seu valor máximo, podendo ser determinado *i*) graficamente de forma aproximada para vários pontos em análise, *ii*) escolhendo um material com resistência disponível ou admissível sempre superior a todos os valores de T_{proj} calculados ($T_{dis} \geq T_{proj}$), ou *iii*) por meio de uma abordagem analítica baseada na combinação dessas duas relações (demanda e capacidade). Dessa forma, e como contribuição do presente estudo, sugere-se estimar o referido instante crítico considerando tanto a curva da resistência de projeto requerida do reforço ($T_{proj}(t)$) (ao longo do período analisado) quanto a curva de fluência específica ($FR_{creep}(t)$) como funções contínuas do tempo, determinando o instante t em que a relação entre essas duas funções é máxima ($dT_{max}/d_t = 0$). Para o caso em estudo, o instante crítico durante o Ano 1 ocorre aproximadamente $t_{crit} \approx 120$ dias, no início do período de consolidação, quando a redução da solicitação no reforço ainda é pequena, enquanto os efeitos do *creep* no reforço já se tornam significativos.

4 CONCLUSÕES

Foram examinados diversos aspectos técnicos relacionados à estabilidade não drenada e ao comportamento de longo prazo de aterros reforçados sobre solos moles, avaliando os efeitos da adequada determinação do módulo de rigidez na ruptura, as implicações da adoção de deformações de compatibilidade arbitrárias e os critérios para definição das propriedades do reforço para diferentes materiais. No Estado de Serviço, foram analisados os efeitos combinados do adensamento e da fluência na estabilidade ao longo do tempo, evidenciando que, em termos práticos, a definição do reforço necessário deveria incorporar uma abordagem mais abrangente, que considere o instante crítico e as interações entre esses fenômenos, mesmo que examinadas de forma aproximada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bassett, R. H.; Yeo, K. C. (1988). The behaviour of a reinforced trial embankment on soft shallow foundations. In: *Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japão.

Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12, 155–164.

Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground. In: *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University.

British Board of Agrément – BBA (2008). *Agrément Certificate No. 01/R125*. United Kingdom.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2022). *DNIT 380/2022 – PRO: Utilização de geossintéticos em aterros sobre solos moles para obras viárias – Procedimento*. Brasília.

Dobie, M. J. D. (2001). Testing and specification of HDPE and polypropylene geogrids for reinforced soil structures. In: *Proceedings of the 1st Nationwide Seminar on Geosynthetics Testing Technology*, Shanghai, China.

Duncan, J. M.; Buchignani, A. L. (1976). An engineering manual for settlement studies. Geotechnical Engineering Report, University of California, Berkeley, 94 p., USA.

Futai, M. (2010). *Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles*. Pós-doutorado, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.

Graham, J.; Crooks, J. H. A.; Bell, A. L. (1983). Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. *Geotechnique*, 33(3), 327–340.

Hinchberger, S. D.; Rowe, R. K. (2003). Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure. *International Journal of Geotextiles and Geomembranes*, No. 21.

Humphrey, D. N.; Holtz, R. D. (1987). Reinforced embankments: a review of case histories. *Geotextiles and Geomembranes*, 6(4), 129–144.

Jewell, R. A. (1988). The mechanics of reinforced embankments on soft soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 7, 237–273.

Jewell, R. A. (1996). *Soil reinforcement with geotextiles*. CIRIA Special Publication 123.

Ladd, C. C. (1991). 22nd Karl Terzaghi Lecture: Stability evaluation during staged construction. *Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE*, 117(4), 540–615.

Ladd, C. C.; Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(GT7), 763–786.

Leroueil, S.; Marques, M. E. S. (1996). Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering. In: *Proceedings of the ASCE National Convention*, Geotechnical Special Publication No. 61, Washington DC, USA.

Leroueil, S.; Rowe, R. K. (2001). Embankments over soft soil and peat. In: *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook* (ed. R. K. Rowe), pp. 463–500. Norwell, MA: Kluwer Academic.

Massad, F. (2009). *Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas*. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.

McGown, A.; Andrawes, K. Z.; Mashhour, M. M.; Myles, B. (1981). Strain behaviour of soil–fabric model embankments. In: *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v. 3, pp. 739–744, Stockholm.

Michalowski, R. L. (1992). Bearing capacity of nonhomogeneous cohesive soils under embankments. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 118(9), 1098–1118.

Rowe, R. K.; Gnanendran, C. T.; Landva, A. O.; Valsangkar, A. J. (1995). Construction and performance of a full-scale geotextile reinforced test embankment, Sackville, New Brunswick. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(3), 512–534.

Rowe, R. K.; Li, A. L. (2005). Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations. *Geosynthetics International*, 12(1), 50–85.

Rowe, R. K.; Mylleville, B. L. J. (1990). Implications of adopting an allowable geosynthetic strain in estimating stability. In: *Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, pp. 131–136, The Hague, Netherlands.

Rowe, R. K.; Soderman, K. L. (1985). An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3), 392–398.

Rowe, R. K.; Soderman, K. L. (1987). Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of finite element analyses. *International Journal of Geotextiles and Geomembranes*, No. 6.

Rowe, R. K.; Taechakumthorn, C. (2008). Combined effect of PVDs and reinforcement on embankments over rate-sensitive soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), 239–249.

Ruiz, E. F.B. (2013). *Geosynthetic-reinforced embankments on soft soils: numerical analysis of the strain mobilization in the reinforcement at failure, service condition and staged construction*. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil.

Ruiz, E.F.B, Hemsi, P.S., Vidal, D.M. (2013). *Numerical Analysis of Reinforcement Strains at Failure for Reinforced Embankments over Soft Soils*. Soils and Rocks, 36(3):299-307.

Silva, A. E. F. (2003). *Análise de estabilidade à ruptura global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos considerando os efeitos do tempo*. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, Brasil.

Taechakumthorn, C. (2011). *Effects of reinforcement and soil viscosity on the behaviour of embankments over soft soil*. Doctoral thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.