

Comparação de Diferentes Metodologias de Análise de Estabilidade Global de um Aterro Sobre Solo Melhorado com Colunas Granulares Encamisadas com Geossintético

Thiago Ordonho Araújo

Huesker Ltda., São José dos Campos, Brasil, thiago@huesker.com.br

Cristina F. Schmidt

Huesker Ltda., São José dos Campos, Brasil, cristina@huesker.com.br

Paulo J. Brugger

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

RESUMO: Semelhantes às colunas granulares convencionais, as colunas encamisadas com geossintéticos são utilizadas para executar aterros sobre solos de baixa capacidade de suporte, com a diferença de que este sistema dispõe de um reforço geossintético capaz de atribuir uma tensão confinante ao material granular que ele envolve. Dentre as diversas metodologias, uma já foi desenvolvida e é amplamente utilizada para dimensionar essa camisa geossintética. Contudo, pouco ainda se definiu quanto a verificação da estabilidade global do aterro e dimensionamento do reforço na base do aterro, sendo a representação das colunas a maior das incógnitas perante a definição do modelo. Assim, este trabalho baseou-se na avaliação de três modelos diferentes de representar essas colunas a partir de análises de estabilidade global. Após serem feitas as análises, compararam-se os Fatores de Segurança obtidos para cada um dos modelos para determinar a correlação entre as considerações admitidas. Esse estudo permitiu observar que um dos modelos se mostrou sempre mais conservador que os demais. Além disso, foi possível supor uma correlação incipiente entre os modelos, sendo necessário elaborar mais análises para corroborar com esse resultado. Ademais, também foram realizadas algumas análises de sensibilidade dos parâmetros que levaram a compreender melhor como se comporta a superfície de ruptura frente às variáveis.

PALAVRAS-CHAVE: solo mole, colunas granulares encamisadas, geossintético, análise de estabilidade global, reforço.

1 INTRODUÇÃO

Em muitas situações em que se trabalha com a execução de obras civis, é preciso construir aterros em regiões com solo argiloso ou orgânico que apresenta baixa capacidade de suporte. Para se executar um aterro sobre esses tipos de solo, pode-se recorrer a diversas soluções, como reforçar a base do aterro com geossintéticos, executá-lo sobre estacas, acelerar o adensamento a partir do uso de drenos verticais, dentre diversas outras soluções, como exemplificado em Almeida e

Marques (2010). Apesar de cada uma dessas soluções apresentar seu conjunto de vantagens, uma solução tem-se destacado continuamente nos últimos anos, recebendo destaque como estado da arte em Alexiew et al (2012), especialmente quando se deseja realizar a obra num período relativamente curto e ainda garantir um controle dos recalques que irão ocorrer ao se carregar o solo mole. Essa solução baseia-se em executar o aterro sobre colunas granulares encamisadas com geossintético.

A aplicação desse sistema é adequada a obras com solos moles devido ao efeito

confinante garantido pelo geossintético. Uma vez que o solo do entorno não tem capacidade de suporte adequada, as tensões efetivas horizontais na coluna serão balanceadas em sua maior parte pelo confinamento proveniente desse reforço polimérico, sendo então necessário realizar o seu dimensionamento. Dentre as diversas metodologias propostas que consideram procedimentos empíricos, analíticos ou numéricos, como em Choobbasti et al (2011), Castro e Sagaseta (2009) e FHWA (1983), destaca-se aquela descrita em Raithel e Kempfert (2000). Nesse cálculo, visa-se determinar a resistência à tração no perímetro da camisa geossintética necessária para manter a integridade estrutural da coluna considerando o conceito de célula unitária. Essa metodologia de cálculo já está bem consolidada, como pode ser encontrado em algumas recomendações (EBGEO, 2010) e trabalhos (Babaei, 2015). Entretanto, um outro mecanismo que deve ser verificado nesse sistema, a ruptura global do conjunto aterro-fundação, ainda não possui uma forma adequada para representar o benefício causado pelo uso das colunas e ratificar a estabilidade.

EBGEO (2010) recomenda realizar essa verificação de maneira análoga à realizada no dimensionamento de colunas granulares convencionais. Dessa maneira, procurou-se utilizar a metodologia desenvolvida por Priebe (1995): considerando uma área equivalente, em substituição do conjunto de colunas/solo mole, com parâmetros de resistência ajustados conforme concentração de cargas sobre as colunas; ou, realizando a modelagem das colunas individuais aplicando as respectivas cargas concentradas conforme determinadas através do método descrito em Raithel e Kempfert (2000). Há ainda uma terceira representação que considera o modelo de colunas individuais com seus parâmetros de resistência alterados para considerar o efeito confinante (Raithel, 1999). Entretanto, essas três metodologias não são equivalentes em termos dos Fatores de Segurança (FS) que são obtidos da análise de estabilidade, o que já foi apresentado em outro estudo com colunas granulares sem a adição de geossintético (Han e Abusharar, 2011), onde foi proposto um fator

para correlacionar os resultados obtidos de um modelo para outro.

Dessa maneira, esse trabalho visa a realização de algumas análises de estabilidade considerando um modelo que caracterize adequadamente diversas obras reais a fim de comparar as diferentes representações das colunas, a sensibilidade a mudanças dos parâmetros envolvidos e a influência de um geossintético com função de reforço aplicado horizontalmente.

2 FUNCIONAMENTO DO SISTEMA E METODOLOGIAS DE CÁLCULO

2.1 Mecanismo de Funcionamento

Diversos ensaios e estudos já foram feitos para melhor compreender o funcionamento desse sistema. Em Raithel et al (2012), uma prova de carga foi realizada para estudar as deformações no geossintético e nas colunas. Nesse trabalho, mostrou-se que o sistema foi capaz de suportar carregamentos bastante maiores do que aqueles previstos para a ruptura pela análise de estabilidade global, comprovando a robustez do sistema. Em di Prisco et al (2006), também foi avaliado o desempenho das colunas a partir de um pequeno experimento em escala reduzida para que se pudesse, a partir dos resultados, propor uma nova metodologia de dimensionamento da camisa.

De um modo geral, conforme apresentado em EBGEO (2010), esse sistema mostra o seguinte funcionamento (vide Figura 1): ao executar o aterro, seu peso próprio, bem como todas as cargas permanentes e móveis que se aplicadas na superfície do aterro, concentram-se no topo das colunas devido ao efeito do arqueamento que ocorre pela diferença de rigidez entre as colunas granulares e o solo mole em seu entorno. Essa carga é então transmitida pelo corpo da coluna até a camada de solo competente em que está apoiada, provocando um acréscimo das tensões verticais efetivas no material da coluna que vai então tender a expandir horizontalmente. Uma vez que o solo mole não fornece confinamento

suficiente para o aumento resultante das tensões efetivas horizontais na coluna, o reforço geossintético será solicitado e deformado no sentido perimetral, mobilizando uma tração perimetral conforme sua rigidez e provocando uma tensão confinante horizontal direcionada para o centro da seção transversal da coluna. Assim, a camisa permite que haja uma minimização do uso de material granular devido ao balanço equacionado através da tensão efetiva horizontal na coluna, tensão horizontal efetiva no solo mole e tensão horizontal mobilizada pelo geossintético.

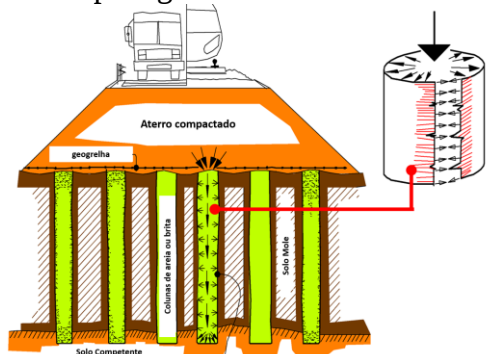


Figura 1: Esboço do mecanismo de transmissão de cargas nas colunas (adaptado de Alexiew et al, 2012).

Ademais, ressalta-se que essa solução não é livre de recalques como ocorre, por exemplo, com um aterro estaqueado. Devido à expansão lateral sofrida pelo material granular para que o geossintético mobilize forças de tração perimetrais, a própria coluna irá sofrer um certo recalque por conservação do volume em seu interior. Contudo, estes recalques geralmente são apenas da ordem de alguns centímetros e ocorrem em sua maioria durante o processo de construção, como mostra a Figura 2.

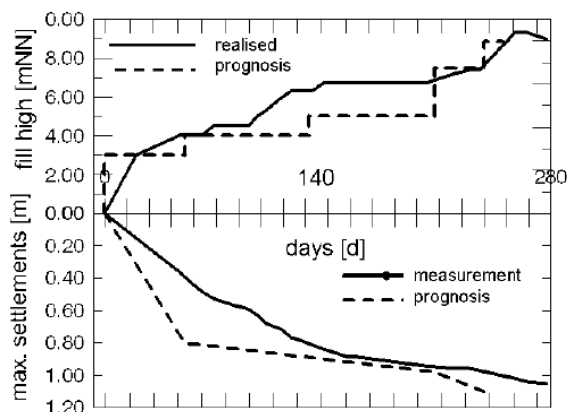


Figura 2: Recalques ocorridos durante o período de construção (Raithel et al, 2005).

2.2 Dimensionamento do Geossintético que envolve a coluna

Para que haja o correto funcionamento desse sistema e ele seja economicamente viável, algumas características limites devem ser verificadas durante a fase de projeto, segundo EBGeo (2010). Dentre as principais características limitadas na recomendação alemã, ressaltam-se: o módulo edométrico do solo mole ($E_{edo,ref}$), para uma pressão de referência (p_{ref}) de 100 kN/m², deve estar entre 0,5 MN/m² e 3,0 MN/m²; a resistência não-drenada do solo mole (S_u) deve ser inferior a 30 kN/m², e superior a 3 kN/m². Procurou-se, portanto, trabalhar com valores pertencentes a esses intervalos. Outros limites são atribuídos para o substrato e para a própria malha de colunas, mas esses são valores determinados em consequência de critérios de instalação.

A metodologia para determinação das propriedades do geossintético utilizado como invólucro da coluna, é baseada na teoria apresentada por Raithel e Kempfert (2000). Já bem consolidada para esse tipo de solução, essa metodologia se baseia nas seguintes premissas:

- Considera-se um modelo analítico axissimétrico baseado no conceito de célula unitária;
- Os recalques no topo da coluna são iguais aos recalques no topo do solo mole;
- O recalque do solo competente onde a coluna se apoia é desprezado;
- Utilizam-se os coeficientes de empuxo ativo e de repouso para o material granular e solo mole, respectivamente;
- O geossintético se comporta de maneira elástico-linear;
- Consideram-se os parâmetros do solo mole na condição drenada (longo prazo).

3 METODOLOGIA

3.1 Aspectos Gerais

Para estudar a análise de estabilidade global de um solo mole melhorado com colunas granulares encamisadas com geossintético,

definiram-se a priori quais seriam as diferentes representações adotadas para as colunas.

Segundo a norma alemã EBGEO (2010), recomenda-se realizar análises de estabilidade utilizando a mesma metodologia que aquela das colunas sem encamisamento. Para esse estudo, optou-se por utilizar o método de Priebe (1995), estudado também em Han e Abusharar (2011), onde se trabalha com uma área equivalente, representando as colunas e o solo mole em seu entorno como um único solo cujos parâmetros de resistência são ajustados, ou com uma concentração de cargas devido ao arqueamento, que são aplicadas diretamente no topo das colunas granulares representadas separadamente ao solo mole. Ademais, pode-se considerar a concentração de cargas apenas a partir da atribuição de uma coesão equivalente também em colunas representadas individualmente como proposto por Raithel (1999).

Ainda antes das análises de estabilidade global, foi feito o dimensionamento da camisa geossintética a partir do software RingtracS, que aplica a metodologia proposta por Raithel e Kempfert (2000). Esse dimensionamento foi realizado para todos os casos para calcular importantes parâmetros que alimentam os modelos de representação das colunas.

Por fim, realizaram-se as análises de estabilidade global. Elas consideram verificar a ocorrência de uma ruptura rotacional pelo corpo do aterro e pelo solo mole de fundação. As metodologias de cálculo para avaliar essa condição foram desenvolvidas para determinar uma superfície crítica onde há maior probabilidade de haver uma ruptura. Dentre os possíveis métodos de cálculo de determinação da superfície de ruptura crítica, optou-se por utilizar o método de equilíbrio limite de Spencer aplicado a um modelo de duas dimensões, uma vez que este é um método simples que contempla tanto o equilíbrio das forças verticais e horizontais quanto o equilíbrio de momentos, como descrito em Duncan e Wright (2005). Esse método apresenta um FS que foi então utilizado para realizar as comparações entre os modelos avaliados. No presente trabalho, foram consideradas apenas as superfícies de ruptura circulares para buscar a condição crítica de estabilidade.

As análises realizadas incluem casos com e sem adição de uma camada de geossintético de reforço na base do aterro. Além disso, também foram feitas algumas análises de sensibilidade à variação dos parâmetros envolvidos no estudo.

3.2 Modelo da Área Equivalente (M1)

Nesse modelo, descrito por Priebe (1995), representa-se toda a região tratada com as colunas granulares encamisadas como um único solo mole cuja resistência não-drenada e peso específico são obtidos conforme as seguintes equações:

$$Su_{eq} = \alpha \cdot \tan(\phi'_c) \cdot \sigma'_{v,c} + (1 - \alpha) \cdot Su \quad (1)$$

$$\gamma_{eq} = \alpha \cdot \gamma_c + (1 - \alpha) \cdot \gamma_{sm} \quad (2)$$

Onde α é a taxa de cobertura da malha de colunas, definida como a área em planta da coluna A_C sobre a área de influência de uma coluna A_E (EBGEO, 2010), $\sigma'_{v,c}$ é a tensão vertical efetiva no meio da coluna, ϕ'_c é o ângulo de atrito efetivo da coluna, Su é a resistência não-drenada do solo mole e γ_c e γ_{sm} são os pesos específicos do material da coluna e do solo mole. Na Figura 3 encontra-se um esquema dessa representação.

Essa equação deve considerar as tensões geradas devido a concentração de cargas obtidas a partir da metodologia de cálculo de Raithel e Kempfert (2000). Assim, a componente $\sigma'_{v,c}$ na equação 1 leva em conta o peso próprio do solo mais as cargas concentradas pelo efeito do arqueamento.

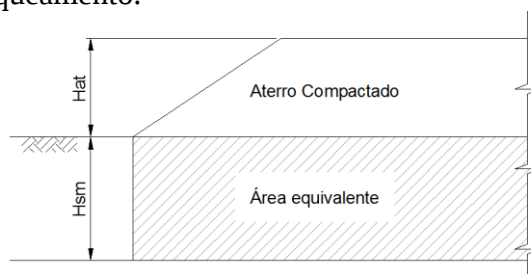


Figura 3: Desenho Esquemático do M1.

3.3 Modelo das Cargas Concentradas (M2)

Conforme descrito em Priebe (1995), representam-se as colunas individualmente, considerando a distância entre os eixos das

colunas sempre igual a 1m e o diâmetro da coluna igual a taxa de cobertura α da malha de colunas, para quaisquer dimensões da malha. No topo das colunas, aplica-se o carregamento conforme os resultados do *software* RingtracS. Nos taludes, as cargas são iguais a metade do peso próprio do aterro. Na Figura 4, segue o desenho esquemático do modelo aplicado.

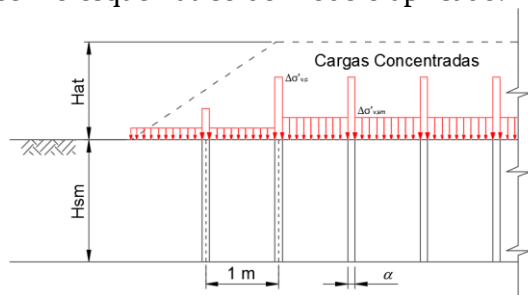


Figura 4: Desenho Esquemático do M2. Em vermelho, representa-se a concentração de cargas.

3.4 Modelo da Coesão Equivalente (M3)

Esse modelo também considera a mesma representação individual das colunas descrita no M2 (Figura 5). Contudo, ao invés de representar as cargas no topo das colunas, altera-se o valor da coesão do material granular da coluna conforme Raithel (1999):

$$c_{eq} = \frac{T_{geo}}{r_{geo}} \cdot \frac{1 + \sin \phi'_c}{2 \cdot \cos \phi'_c} \quad (3)$$

Onde, T_{geo} é a tração mobilizada no reforço geossintético, r_{geo} é o raio do geossintético mobilizado e ϕ'_c é o ângulo de atrito efetivo do material granular da coluna. Assim, a força de confinamento aplicada no material granular resulta em uma coesão equivalente fictícia, aumentando sua resistência ao cisalhamento. Os demais parâmetros são todos mantidos iguais.

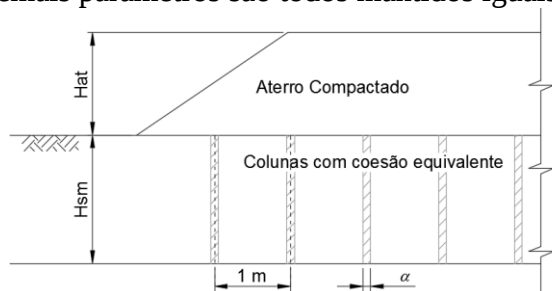


Figura 5: Desenho Esquemático do M3.

3.5 Parâmetros adotados

O modelo adotado para as análises considerou os parâmetros de um solo mole comum em regiões da Baixada Santista (Massad, 2009), e parâmetros reduzidos para o solo de aterro (Tabela 1). Não foram considerados fatores de segurança parciais nos cálculos desenvolvidos.

Tabela 1: Parâmetros adotados no modelo básico.

Módulo de rigidez do geossint.	J	1788 kN/m
Taxa de cobertura	α	10 %
Diâmetro das colunas	dc	0,8 m
Altura de aterro	Hat	4 m
Ângulo de atrito efetivo do aterro	$\phi'at$	28°
Coesão efetiva do aterro	$c'at$	5 kPa
Peso específico do aterro	γat	18
Inclinação do talude do aterro	βat	33,69°
Sobrecarga operacional	q	0 kPa
Ângulo de atrito efetivo do SM*	$\phi'sm$	19°
Coesão efetiva do SM*	$c'sm$	0 kPa
Peso específico do SM*	γsm	13 kN/m³
Espessura de SM*	Hsm	5 m
Módulo Edométrico do SM*	$E_{edo,ref}$	0,8 MPa
Pressão de referência	p_{ref}	100 kPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,4
Resistência não-drenada do SM*	Su	3 kPa
Ângulo de atrito efetivo da col.	$\phi'c$	30°
Peso específico da coluna	γc	20 kN/m³

* SM = solo mole

Além disso, realizou-se uma análise de sensibilidade variando-se: a resistência não-drenada do solo mole, o ângulo de atrito efetivo do material da coluna, o módulo edométrico do solo mole, a taxa de cobertura das colunas e a altura de aterro. Para cada mudança em uma propriedade, mantiveram-se fixos os valores dos demais parâmetros, conforme a Tabela 1.

4 RESULTADOS DAS ANÁLISES

As análises de estabilidade foram realizadas a partir do uso do *software* SLIDE v.6, sem e com a consideração de um reforço horizontal geossintético no topo das colunas. Para as análises com o reforço horizontal adotou-se que a tração será mobilizada na direção do próprio reforço (horizontal) e a ancoragem se dará em ambos os lados, considerando a total mobilização da resistência do reforço para

qualquer superfície de ruptura que o atravessar. Ademais, a resistência à tração do reforço foi determinada de modo que a análise com menor FS atingisse o valor de 1,50. As Figuras 6, 7 e 8 mostram exemplos de análises de estabilidade realizadas para a configuração sem modificações de parâmetros.

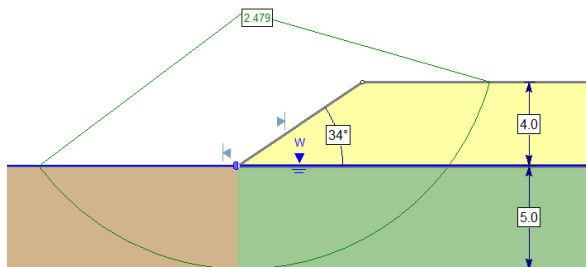


Figura 6: Análise de estabilidade, sem modificações de parâmetros, para o M1 (FS = 2,48).

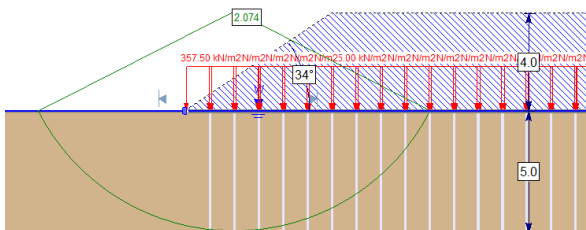


Figura 7: Análise de estabilidade, sem modificações de parâmetros, para o M2 (FS = 2,07).

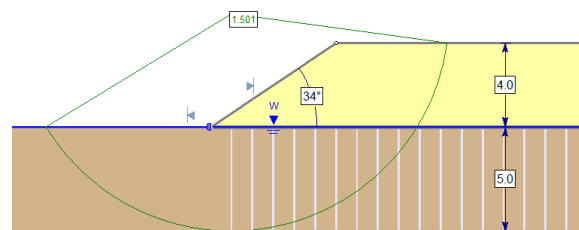


Figura 8: Análise de estabilidade, sem modificações de parâmetros, para o M3 (FS = 1,50)

Com os resultados, constatou-se que o menor FS sempre foi aquele proveniente das análises do M3. Assim, determinou-se um fator de conversão de um modelo para outro conforme a equação abaixo:

$$\beta_i = \frac{FS_i}{FS_3} \quad (4)$$

Onde, FS_i representa o Fator de Segurança das análises de estabilidade que consideram o Modelo i de representação das colunas. Esse

fator de conversão β_i permite avaliar melhor a correlação entre os modelos. Os resultados obtidos com a equação 4 são apresentados nas Tabelas 2 e 3 a seguir.

Tabela 2: Fatores de Conversão entre Modelos sem Reforço na Base.

Parâmetro (s) modificado (s)	β_1	β_2
Sem modificações	1,849	1,181
$S_u = 5\text{kPa}$	1,707	1,266
$S_u = 8\text{kPa}$	1,580	1,170
$f'c = 32^\circ$	2,020	1,318
$f'c = 34^\circ$	2,125	1,337
Eedo = 1,0 MPa	1,851	1,175
Eedo=1,0 MPa, $\gamma_{sm}=15\text{kN/m}^3$ e $S_u=10\text{kPa}$	1,579	1,302
Eedo = 1,5 MPa	1,858	1,186
Eedo=1,5 MPa, $\gamma_{sm}=15\text{kN/m}^3$ e $S_u=10\text{kPa}$	1,516	1,214
$\alpha=12,5\%$	1,866	1,190
$\alpha=15,0\%$	1,762	1,125
Hat=5m	1,805	1,258
Hat=6m	1,779	1,265
Média	1,792	1,230
Desvio Padrão	0,165	0,063

Tabela 3: Fatores de Conversão entre Modelos com Reforço na Base.

Parâmetro (s) modificado (s)	β_{1gg*}	β_{2gg*}
Sem modificações	1,652	1,382
$S_u = 5\text{kPa}$	1,607	1,272
$S_u = 8\text{kPa}$	1,589	1,254
$f'c = 32^\circ$	1,717	1,411
$f'c = 34^\circ$	1,733	1,31
Eedo = 1,0 Mpa	1,606	1,346
Eedo = 1,0 MPa, $\gamma_{sm}=15\text{kN/m}^3$ e $S_u=10\text{kPa}$	1,579	1,302
Eedo = 1,5 Mpa	1,595	1,472
Eedo=1,5 MPa, $\gamma_{sm}=15\text{kN/m}^3$ e $S_u=10\text{kPa}$	1,516	1,214
$\alpha=12,5\%$	1,554	1,352
$\alpha=15,0\%$	1,556	1,218
Hat=5m	1,557	1,305
Hat=6m	1,547	1,326
Média	1,601	1,322
Desvio Padrão	0,062	0,071

* β_{igg} = fator de conversão do FS_i para o FS_3 considerando o dimensionamento com geogrelhas.

Além disso, foram realizadas análises de sensibilidade dos modelos quando da variação de alguns parâmetros, conforme supracitado no item 3.5. Nas Figuras 9 a 13, apresentam-se os gráficos do FS em função dos parâmetros escolhidos em cada análise.

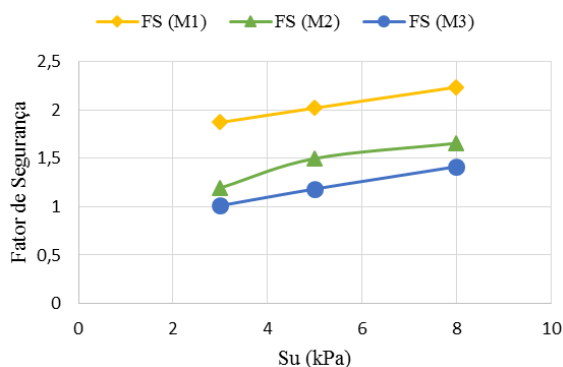


Figura 9: Fatores de segurança de cada modelo ao variar a resistência não-drenada do solo mole.

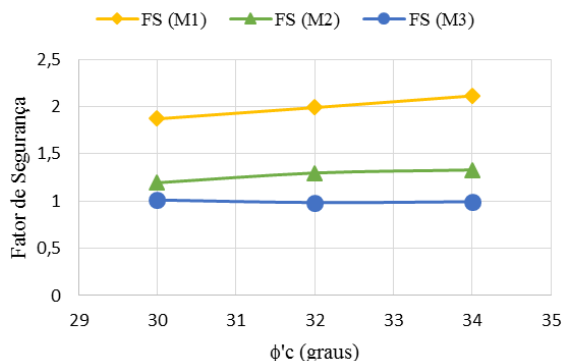


Figura 10: Fatores de segurança de cada modelo ao variar o ângulo de atrito efetivo da coluna.

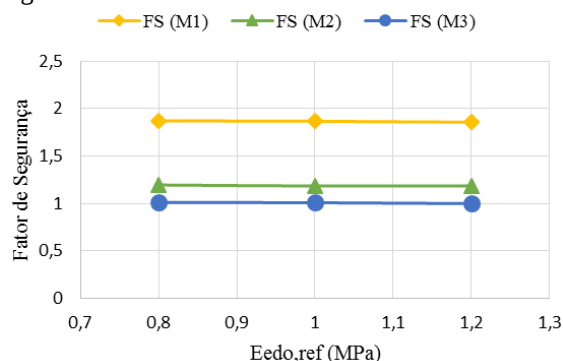


Figura 11: Fatores de segurança de cada modelo ao variar o módulo edométrico do solo mole.

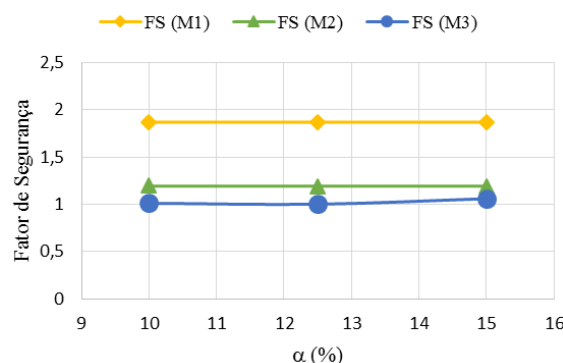


Figura 12: Fatores de segurança de cada modelo ao variar a taxa de cobertura da malha de colunas.

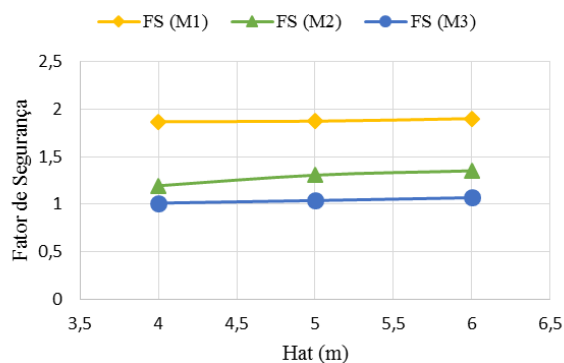


Figura 13: Fatores de segurança de cada modelo ao variar a altura de aterro.

5 DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Com base nos cálculos efetuados, o FS calculado para o M3 foi menor do que aqueles dos outros dois modelos usados nesse trabalho.

O M2 apresenta, de um modo geral, círculos de ruptura com centros abaixo da cota do topo do aterro. Esses círculos são bastante improváveis de ocorrer o que indica que os resultados encontrados nessas análises têm valores mais conservadores do que de fato se espera.

Os modelos implementados não mostraram grandes variações quando a taxa de cobertura, a altura de aterro e o módulo edométrico do solo mole foram modificados. Esses parâmetros influenciam principalmente o dimensionamento da camisa de reforço geossintético, mas não tem influência sobre as análises de estabilidade nas análises desempenhadas.

Adicionalmente, por mais que o aumento da altura de aterro, e então aumento dos carregamentos, implicasse em redução do FS, essa mudança também acarretaria em melhoria dos parâmetros de resistência da camada de solo mole aumentando o FS. A invariabilidade dos resultados ao se alterar a altura de aterro indica, portanto, que nenhuma dessas implicações prevalece sobre a outra para os casos estudados.

Entretanto, pôde-se observar que, ao aumentar o ângulo de atrito da coluna ou a resistência não-drenada do solo mole, houve também um aumento significativo dos FS.

Comparando os resultados das análises com reforço e sem reforço, observou-se que a inserção de uma geogrelha na base do aterro pode tanto aumentar quanto diminuir o fator de

conversão β_i . Isso pode ser principalmente explicado pelo fato de que a influência do reforço à estabilidade está intimamente ligada à geometria assumida pela superfície crítica, que varia de caso a caso. Por conseguinte, um estudo futuro pode ser executado para avaliar essa geometria com maior rigor.

Do dimensionamento de uma geogrelha posicionada horizontalmente na base do aterro, pode-se concluir que, em média, o FS obtido em um dos modelos pode ser relacionado ao de um outro. A conversão entre modelos se dá aplicando-se os seguintes fatores de conversão $\beta_{1gg} = 1,60$ e $\beta_{2gg} = 1,32$ segundo a equação 4.

Para melhor aproximar os resultados, recomenda-se que sejam feitas mais análises considerando parâmetros diversos, além de realizar análises com métodos numéricos (como os de Elementos Finitos ou Diferenças Finitas).

REFERÊNCIAS

- Alexiew, D., Raithel, M., Küster, V., Detert, O., (2012). 15 years of experience with geotextile encased granular columns as foundation system, *ISSMGE – TC 211 International Symposium on Ground Improvement (IS-GI)*, Bruxelas, Bélgica, CD-ROM.
- Almeida, M.S.S. e Marques, M.E.S., (2010). *Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho*, 1a ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 254 p.
- Babaei, I.H.P., (2015). *Test embankment on geotextile encased granular columns stabilized soft ground*, Tese de doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 356 p.
- Castro, J., Sagaseta, C. (2009). Field instrumentation of an embankment on stone columns, *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ICSMGE 2009*. Alexandria, Egito. CD-ROM.
- Choobbasti, A. J., Zahmatkesh, A., Noorzad, R. (2011). Performance of Stone Columns in Soft Clay: Numerical Evaluation, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 29, 5, p 675-684.
- Duncan, J.M., Wright, S.G., (2005). *Soil strength and slope stability*, 1a ed., John Wiley & Sons Inc., EUA, 309 p.
- EBGEO, (2010). *Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements*, German Geotechnical Society (DGGT), Berlim, Alemanha, 313 p.
- FHWA (1983). *Design and construction of stone columns. Vol 1. Report FHWA/RD-83/027*. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Administration.
- Han, J., Abusharar, S.W., (2011). Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay, *Engineering Geology*, Vol. 120, p 103-110
- Massad, F., (2009). *Solos Marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas*, 1a ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 243 p.
- Priebe, H.J., (1995). The Design of Vibro Replacement, *Ground Engineering*, p 31-37.
- di Prisco, C., Galli, A., Cantarelli, E., Bongiorno, D., (2006). Geo-reinforced sand columns: Small scale experimental tests and theoretical modelling, *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japão, p 1685-1688.
- Raithel, M. (1999) *Zum Trag – und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen*, Universität Gesamthochschule Kassel, Heft 6.
- Raithel, M., Alexiew, D., Küster, V., (2012). Loading Test on a group of Geotextile Encased Columns and Analysis of the Bearing and Deformation Behaviour and Global Stability, *Proceedings International Conference on Ground Improvement & Ground Control*, Wollongong, Australia, p 703-708.
- Raithel, M., Kempfert, H.G., (2000). Calculation Models for dam foundations with geotextile coated sand columns, *Proceeding of Geoengineering*, Melbourne, Australia, p 347.
- Raithel, M., Kirchner, A., Schade, C., Leusink, E., (2005). Foundation of constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns – State of the Art, *Geotechnical Special Publication*, Geo-Frontiers, p 1867-1877.