



## **MODELAGEM GEOTÉCNICA DE CONTENÇÕES DE TERRA ARMADA CONSTRUÍDAS SOBRE SOLOS MOLES TRATADOS COM TÉCNICAS DE GROUTING. ESTUDO DE CASO**

**Guido Paulo Simm Júnior**

[guisimm@gmail.com](mailto:guisimm@gmail.com)

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT

Rua Álvaro Millen da Silveira nº 104 CEP 88020-180, Santa Catarina, Brasil

**Marcos Noronha**

[marcos.noronha@ufsc.br](mailto:marcos.noronha@ufsc.br)

Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC)

Rua João Pio Duarte da Silva nº 205, CEP 88037-000, Santa Catarina, Brasil

**Adroaldo Borges**

[adroaldoborgesjr@gmail.com](mailto:adroaldoborgesjr@gmail.com)

Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSC

Rua Professora Joanita Bernet Passos nº 540 CEP 81730-390, Paraná, Brasil

**Resumo.** Neste artigo, avalia-se o comportamento geotécnico esperado de um aterro contido por terra armada a ser construído nas obras de duplicação da rodovia BR-470, no estado de Santa Catarina, Brasil. O aterro será executado sobre uma camada de solo compressível de baixa resistência previamente tratado com uma técnica conhecida por CPR Grouting, que promove o adensamento da camada compressível através da expansão de cavidade com a injeção de geogROUT (mistura pré-dimensionada de areia, silte, argila e cimento), minimizando assim os efeitos do processo de adensamento das camadas de argila mole subjacentes assim como promovendo o aumento da estabilidade.

**Palavras-chave:** Solos compressíveis, Grouting, Tratamento geotécnico, Solo compósito

## 1 INTRODUÇÃO

A execução de interconexões rodoviárias requer, invariavelmente, a execução de aterros de altura elevada associado a sistemas de contenção do terrapleno, como a terra armada. Isto porque alturas elevadas conduzem também a saias de aterro prolongadas, na maioria das vezes inviáveis devido a limitações na Faixa de Domínio das rodovias. Embora seja uma técnica consagrada, a execução destes terraplenos se torna particularmente complexa quando da ocorrência de condições geotécnicas desfavoráveis, como solos de fundação compressíveis e de baixa resistência. Nesta situação, torna-se necessário o emprego de técnicas que permitam aumentar a resistência do substrato, bem como minimizar os recalques. Dentre as diversas técnicas disponíveis, uma que tem se mostrado promissora e viável economicamente é o emprego de técnicas de consolidação profunda do solo tais como o jet grouting, colunas de solo-cimento, entre outras.

Este trabalho se propõe a analisar o comportamento de um aterro de encontro de viaduto contido por terra armada, que será executado sobre uma camada de solo compressível previamente estabilizada pela técnica de *CPR Grouting*. Para tanto, parte-se de um estudo de caso real onde a técnica será empregada, nas obras de duplicação da rodovia BR-470, no estado de Santa Catarina. No projeto da rodovia, a análise de estabilidade global fora realizada por meio de técnicas de equilíbrio-limite. Já a estabilidade interna e externa da contenção fora determinada por meio das análises convencionais de momento de tombamento, ruptura do solo de fundação e ruptura interna das armaduras. Neste artigo, propõe-se a análise é feita por meio do programa *Phase2*, baseado no método de elementos finitos. Com o uso da técnica de redução da resistência ao cisalhamento (*Shear Strength Reduction*), é calculado um fator de segurança global que pode ser comparado, aos fatores obtidos por meio de técnicas de equilíbrio limite. Já as tensões, deslocamentos e deformações assim calculadas são comparados a valores limites previamente estabelecidos. Todos os dados empregados na análise foram obtidos do Projeto de Duplicação da BR-470/SC, elaborado pela empresa PROSUL para o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), autarquia responsável pela contratação, fiscalização e acompanhamento do projeto e da obra.

## 2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Atualmente estão em execução no estado de Santa Catarina as obras de duplicação da BR-470, em uma extensão de 73,0 km. A rodovia se desenvolve no sentido leste-oeste, do litoral catarinense em direção ao interior, onde atinge altitudes mais elevadas. Dos 40 km iniciais da rodovia, a maior parte se desenvolve sobre solos compressíveis e de baixa resistência, com espessuras variáveis que chegam a mais de 20 m. Sob o aspecto geológico, o segmento inicial da rodovia se desenvolve em região de sedimentos quaternários lagunares e marinhos. Estes sedimentos compreendem depósitos de origem marinha, aluvionares, lagunares, eólicos e detrítico-coluviais, que podem ocorrer isoladamente, se justapor ou ainda se interligar.

As características geotécnicas desfavoráveis e a variabilidade do solo impuseram a necessidade de realização de extensivas campanhas de ensaios geotécnicos durante a elaboração do projeto, para a correta caracterização dos depósitos de solos moles e a

definição das soluções. As investigações geotécnicas compreenderam duas etapas: a primeira consistiu em uma campanha de sondagens a percussão (SPT) para a obtenção do perfil geotécnico, com intervalo entre sondagens não superior a 100 metros. Estes estudos permitiram elaborar um perfil geotécnico detalhado da rodovia, o que orientou as investigações da segunda etapa, que envolveram ensaios CPTu com ensaio de dissipação, ensaios de palheta (*vane test*) e retirada de amostras para a condução de ensaios de laboratório - ensaios triaxiais, de adensamento e de caracterização.

Para quase a totalidade da rodovia, a solução adotada para a estabilização do aterro consistiu na execução de bermas de equilíbrio associado à geotêxteis. E para a aceleração dos recalques por adensamento, empregou-se a técnica de drenos verticais profundos e sobrecargas. Porém, essa solução não se mostrou praticável nos aterros das interconexões rodoviárias, devido à elevada altura e consequente sobrecarga.

Após cogitar as diversas alternativas disponíveis para a solução do problema, a empresa responsável pela elaboração do projeto de duplicação da BR-470 optou pela técnica de CPR Grouting, desenvolvida e patenteada pela empresa Engegraut, que se mostrou a mais adequada do ponto de vista técnico-econômico para este caso particular. De acordo com Gondariz (2016), o método consiste no bombeamento de argamassa sob alta pressão no interior da camada de solo mole, o que faz com que se formem bulbos de pressão que comprimem o solo lateralmente, causando elevados deslocamentos no entorno do bulbo. Os bulbos são formados de baixo para cima pela injeção do geogROUT, que é uma mistura pré-dimensionada de areia, silte, argila e cimento. O volume do bulbo é, geralmente, de 800 a 1,000 litros e as pressões de injeção variam de 100 kPa a 1,000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície do terreno (Almeida e Riccio, 2012). No processo de execução dos bulbos inicialmente há um aumento da poropressão, cuja redução é acelerada mediante o emprego de drenos verticais pré-fabricados (geodrenos) instalados no interior do maciço entre os bulbos, antes da execução destes. A partir do processo de adensamento, ocorre a percolação da água em direção aos drenos instalados e à medida que a água vai sendo expulsa, há um processo gradual de transferência de carga para o arcabouço sólido, aumentando assim, a tensão efetiva do solo. A compressão lateral do solo causada pelas colunas de geogROUT promove uma redução do índice de vazios, aumentando a resistência do solo e diminuindo a magnitude dos recalques. Ao final, tem-se um novo material compósito com rigidez e resistência aumentadas, o que reduz a magnitude dos recalques e promove o aumento do fator de segurança em termos de estabilidade do aterro. A figura 1 apresenta uma representação esquemática da camada de solo mole tratada após a execução da técnica de CPR Grouting.

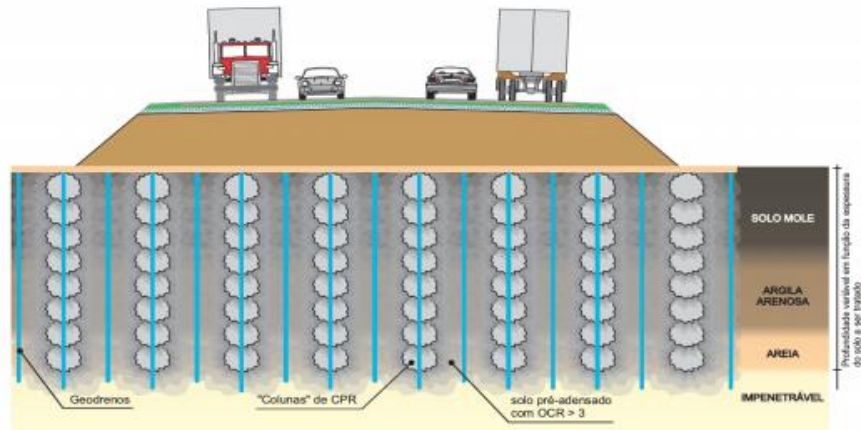


Figura 1. Arranjo esquemático da solução de CPR Grouting. Fonte: Prosul, 2013.

### 3 ANÁLISE DOS RECALQUES

Neste capítulo, apresenta-se a análise dos recalques realizada pela projetista para a determinação do recalque máximo esperado para o terrapleno cujo solo de fundação será estabilizado com o CPR Grouting. Inicialmente, determinou-se o recalque total esperado sem a estabilização da camada mole pelo conhecido método de Terzaghi, representado pela eq. (1) abaixo:

$$\rho_f = \frac{h_{arg}}{1+e_0} \cdot \left[ C_r \cdot \log \left( \frac{\sigma'_a}{\sigma'_i} \right) + C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_f}{\sigma'_a} \right) \right], \quad (1)$$

onde  $\rho_f$  é o recalque final por adensamento,  $h_{arg}$  é a espessura da camada de argila mole,  $e_0$  é o índice de vazios inicial,  $\sigma'_a$  é a tensão de pré-adensamento,  $\sigma'_i$  a tensão efetiva geostática,  $\sigma'_f$  a tensão efetiva final com sobrecarga,  $C_c$  é o índice de compressão e  $C_r$  é o índice de recompressão. A figura 2 apresenta o perfil geotécnico que fora empregado na análise do adensamento, considerado o mais crítico em função da altura de aterro (sobrecarga) e da espessura da camada de argila mole.

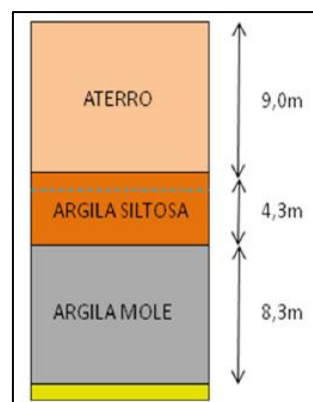


Figura 2. Seção típica empregada na análise dos recalques. Fonte: PROSUL, 2013.

A tabela 1 apresenta os parâmetros empregados no cálculo do recalque final. Calculando para o centro da camada de solo compressível verifica-se que, sem qualquer tipo de tratamento prévio, o recalque esperado é da ordem de 0.83 m.

Tabela 1. Parâmetros empregados na análise do recalque pelo método de Terzaghi.

| Prof. (m) | $e_0$ | $\gamma_{\text{nat}}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $C_c$ | $C_r$ | $C_v$ (m <sup>2</sup> /s) | $\sigma'_a$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|-------|-----------------------------------------------|-------|-------|---------------------------|-------------------------------------|
| 6.0       | 3.43  | 12.80                                         | 0.78  | 0.30  | $6.5 \times 10^{-4}$      | 73.50                               |

Já o tempo de evolução dos recalques é estimado por meio da eq. (2):

$$t = \frac{\tau H_d^2}{c_v}, \quad (2)$$

onde  $H_d$  é a distância de percolação da água e  $T$  o fator tempo, adimensional relacionado ao percentual de recalque. Conforme curva de adensamento apresentada em Pinto (2000), para um percentual de adensamento de 90%, o valor de  $T$  é aproximadamente 0.848. Para que se atinja 90% do recalque total, a equação conduz a um tempo de aproximadamente 17.5 anos.

Para o dimensionamento da malha de CPR e estimativa da redução de recalques com o tratamento do solo mole, a projetista empregou a solução analítica proposta por Balaam e Booker (1981), no tratamento com colunas. Para a aplicação dessa metodologia, são necessários os seguintes dados de entrada: fator de redução de recalque  $\beta$ , de projeto; Parâmetros elásticos do solo e da coluna (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson) e, diâmetro da coluna de GeogROUT. O fator de redução de recalque pode ser definido como a razão entre o recalque sem tratamento e o recalque após o tratamento. O valor do recalque sem tratamento foi calculado pela equação de Terzaghi em 0.83 m. Considerando que se deseja uma redução do recalque da ordem de 90% com o tratamento, o recalque após tratamento será da ordem de 0.08 m, o que conduz a valor  $\beta$  de projeto igual a 10. O dimensionamento é feito utilizando-se as equações abaixo:

$$a_c = \frac{A_c}{A} = c \cdot \frac{d^2}{s^2}, \quad (3)$$

$$\beta = 1 + a_c(n - 1), \quad (4)$$

$$n = \frac{E_{oed,c} - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{E_{oed,s}}, \quad (5)$$

$$F = \frac{(1 - a_c)(\lambda_c - \lambda_s)}{2[a_c(\lambda_s + G_s - \lambda_s - G_c) + \lambda_c + G_c + G_s]}, \quad (6)$$

onde  $a_c$  é a razão de substituição,  $A_c$  é a área da coluna,  $A$  a área de solo ao redor da coluna,  $c = \frac{\pi}{4}$  em malha quadrada ou  $\frac{\pi}{2\sqrt{3}}$  em malha triangular,  $d$  é o diâmetro da coluna,  $s$  o espaçamento,  $E_{oed,c}$  o módulo de elasticidade oedométrico da coluna,  $E_{oed,s}$  o módulo de elasticidade oedométrico do solo,  $G_c$  o módulo cisalhante da coluna,  $G_s$  o módulo cisalhante do solo,  $\lambda_c$  a constante de Lamé da coluna, igual a  $E_{oed,c} - 2G_c$  e  $\lambda_s$  é a constante de Lamé do solo, igual a  $E_{oed,s} - 2G_s$ .

A tabela 2 apresenta os dados de entrada adotados pelo projetista. Definidos os parâmetros geotécnicos, deve-se determinar as características geométricas da malha. A marcha de cálculo é iterativa e consiste em testar diversos valores de  $a_c$  para então determinar  $F$ , depois  $\eta$  e então  $\beta$ , até se atingir o valor desejado – neste caso,  $\beta = 10$ . A figura 3 apresenta o gráfico empregado na determinação de  $a_c$ . Definida a razão de substituição, emprega-se a equação 2 para determinar o espaçamento das colunas. Adotando o diâmetro  $d$  de coluna igual 1.20 m e malha retangular ( $c = \pi/4$ ), obtém-se  $s = 3.0$  m. Portanto, adotou-se no projeto uma malha de CPR Grouting com colunas de 1.20 m de diâmetro, espaçadas a cada 3.0 m de forma retangular.

Tabela 2. Valores considerados para o dimensionamento.

| Dados de entrada                  | Coluna  | Solo  |
|-----------------------------------|---------|-------|
| Módulo de Young (kPa)             | 245,000 | 2,000 |
| Coeficiente de Poisson            | 0.35    | 0.33  |
| $\beta$ de projeto                | 10      |       |
| Diâmetro da coluna (m)            | 1.20    |       |
| Dados calculados                  | Coluna  | Solo  |
| Módulo elástico oedométrico (kPa) | 393,210 | 2,963 |
| Módulo cisalhante (kPa) ( $G =$   | 90,741  | 752   |
| Constante de Lamé (kPa)           | 211,728 | 1,460 |

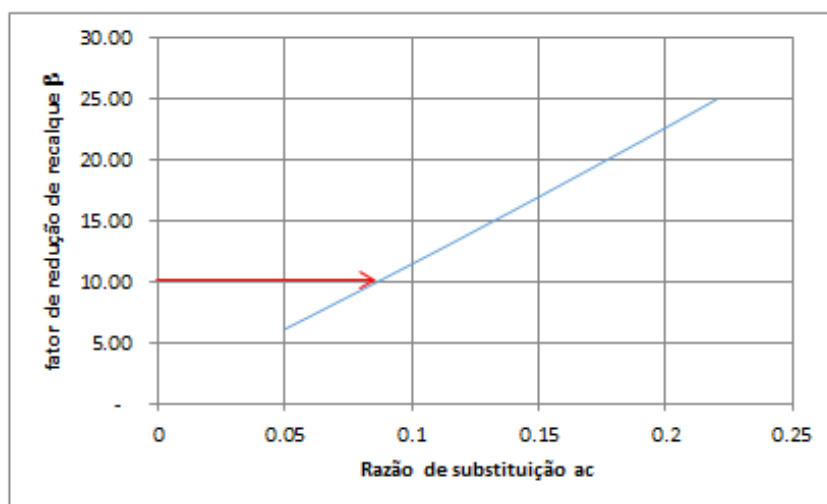


Figura 3. Determinação da razão de substituição  $a_c$ .

#### 4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA CONTENÇÃO

A figura 4 abaixo apresenta uma representação esquemática da seção de análise. A via duplicada terá uma largura de 24,20m e atingirá uma cota de 8 m acima do terreno natural. O solo de fundação compreende uma camada superficial de 4.3 m de silte, abaixo do qual há uma camada de 8.3 m de solo mole. Abaixo da camada de solo mole tem-se um silte rígido e então o leito rochoso. Do lado esquerdo tem-se a contenção de terra armada, de paramento vertical, largura de 5.0 m e preenchida com areia. Do lado direito, aterro convencional com inclinação de 1.5:1 (horizontal:vertical), usualmente adotada em projetos rodoviários.

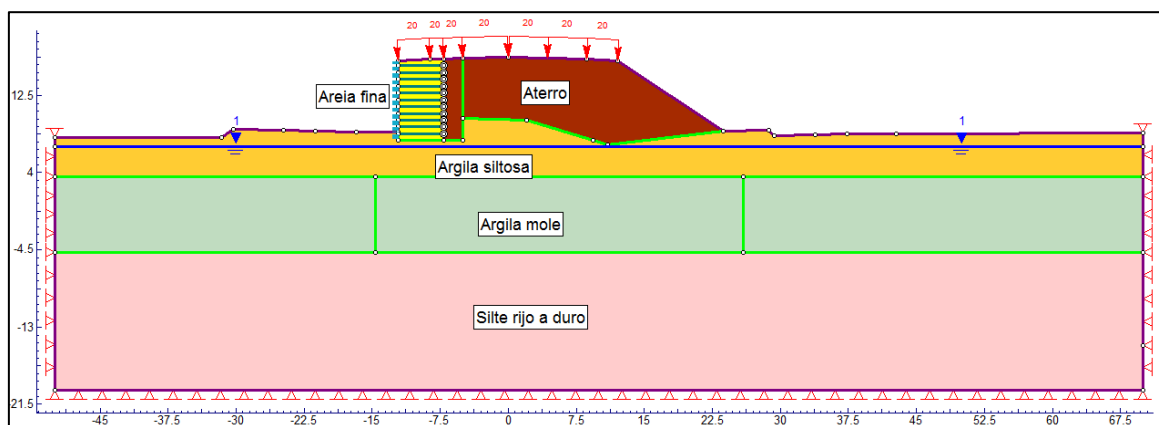


Figura 4. Seção de aterro submetida a análise de estabilidade.

No projeto desenvolvido para o DNIT, o dimensionamento da contenção do terrapleno foi feito utilizando-se dos métodos analíticos convencionais de determinação

da estabilidade interna e externa do maciço, conforme a norma NBR 9.286/1986 – Terra Armada (ABNT, 1986), sendo a estabilidade global calculada com o emprego de métodos de equilíbrio-limite. Propõe-se neste capítulo o emprego de método de elementos finitos para a análise das tensões, deformações e deslocamentos atuantes sobre a estrutura e a comparação destes com valores considerados aceitáveis.

#### 4.1 Parâmetros empregados na modelagem

Para a modelagem dos solos foi empregado um modelo elasto-plástico utilizando o critério de resistência de Mohr-Coulomb. Na modelagem foram utilizados os mesmos parâmetros geotécnicos de peso unitário  $\gamma$ , coesão  $c$  e ângulo de atrito interno  $\phi$  constantes do projeto da rodovia, os quais foram determinados com base nos resultados dos estudos que envolveram ensaios de campo como SPT, CPTu, *Vane Shear*, ensaios de laboratório (caracterização e cisalhamento direto não-drenado) e a experiência dos projetistas. Além destes, o método de elementos finitos requer o coeficiente de Poisson  $\mu$  e o módulo de elasticidade  $E$  dos solos. O valor de  $\mu$  foi adotado com base em valores típicos, enquanto que os valores de  $E$  foram determinados com base em simples correlações com o número de golpes do ensaio SPT. A tabela 3 sumariza os dados empregados no modelo.

Tabela 3. Características geotécnicas dos solos constituintes do modelo

| Material                  | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\mu$ | $\phi$ (°) | $c$ (kPa) | $E$ (kPa) |
|---------------------------|-------------------------------|-------|------------|-----------|-----------|
| Areia fina (terra armada) | 17                            | 0.30  | 34         | 0         | 40,000    |
| Aterro                    | 18                            | 0.30  | 35         | 9.4       | 40,000    |
| Camada de argila mole     | 14                            | 0.30  | 0          | 22.5      | 2,000     |
| Argila siltosa            | 19                            | 0.30  | 24         | 20        | 15,000    |
| Silte rijo a duro         | 20                            | 0.30  | 32         | 10        | 20,000    |

Quanto às tiras metálicas da terra armada, adotou-se tiras de seção 4.0 x 60.0 mm com 5,0 m de comprimento, tensão de escoamento do aço de 290 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa. Considerando uma espessura de sacrifício de 1.0 mm e fator de segurança igual a 1.5, a resistência a tração de cada tira é de 34.8 kN. O espaçamento adotado entre as tiras foi de 0.75 m, tanto vertical como horizontalmente. As tiras foram modeladas com o recurso de interface estrutural, o que permite o deslocamento relativo (deslizamento) entre estas e o solo circundante, sendo as tiras consideradas fixas no paramento de concreto (escamas) e com extremidade livre no interior do terrapleno.

O paramento de concreto foi simulado considerando um módulo de elasticidade de 20 GPa e comportamento perfeitamente elástico. Trata-se de uma simplificação, pois na

verdade, o paramento vertical da terra armada é formado por placas cruciformes de 1.50 m x 1.50 m que são encaixadas entre si por intermédio de pinos metálicos, o que garante certo grau de flexibilidade e deformabilidade à estrutura.

Considerou-se ainda uma sobrecarga de 20 kPa sobre o terrapleno, a fim de simular o efeito da sobrecarga do tráfego sobre o mesmo e o lençol freático a uma profundidade de 1.0 m no subsolo.

Quanto ao *CPR Grouting*, inicialmente considerou-se modelar o material como colunas rígidas, a exemplo do que fora utilizado nas análises de estabilidade global do projeto da rodovia. Porém, estudos mais recentes (Cirone, 2016a) mostram que a utilização de modelos com colunas que transferem ou absorvem cargas não é adequada. Isto porque não há uniformidade na geometria dos bulbos – sua forma não é esférica. Apesar de serem expandidos sequencialmente, e baixo para cima, ao longo de uma vertical, os bulbos ficam desalinhados ou desaprumados e, em geral, sem contato. O solo enrijecido passa a se comportar como homogêneo, composto de dois materiais distintos: uma matriz, que é o solo comprimido, confinado e adensado, e o reforço composto pelo meio expensor confinante de geogROUT, que é descontínuo e sem geometria definida. Ainda, de acordo com Cirone (2016b) a simulação por métodos de elementos finitos é complicada, pois trata-se de um problema acoplado no qual a matriz de solo sofre grandes deformações de difícil representação matemática. Baseado na teoria do estado crítico, Cirone (2016a, 2016b) apresenta expressões de cálculo simplificadas para o cálculo do aumento da resistência não drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting. Para tanto, é necessário conhecer a razão de substituição  $R_s$ , definida como o volume total dos bulbos expandidos dentro da célula unitária, conforme eq. (7) abaixo:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah}, \quad (7)$$

onde  $R_s$  é a razão de substituição,  $V_g$  o volume do bulbo,  $A$  é a área da seção transversal da célula unitária e  $h$  a altura entre bulbos ao longo da vertical. O valor de  $A$  depende do espaçamento entre geodrenos e sua disposição. Para uma malha quadrada e identificando o espaçamento por  $S$ , tem-se  $A=4S^2$ . Sendo que, por padrão de técnica executiva da Engegraut, o espaçamento entre colunas de geogROUT é o dobro do espaçamento entre drenos, portanto no caso em análise  $S = 1.5$  m. Adotando-se  $V_g = 1.0$  m<sup>3</sup> e  $h = 1$  m, obtém-se  $R_s = 11.11\%$ .

É necessário determinar o valor do índice de vazios do solo após a execução do grouting, o que é feito pela eq. (8):

$$e = (1 - R_s)(1 + e_0) - 1. \quad (8)$$

O incremento da resistência não drenada média é definido pela eq. (9):

$$\alpha = \frac{s_u}{s_{u0}}, \quad (9)$$

onde  $\alpha$  é a razão entre a resistência não drenada inicial  $s_{u0}$  e a resistência final  $s_u$ . O valor de  $\alpha$  é calculado pela eq. (10):

$$\alpha = \exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right), \quad (10)$$

sendo que  $\lambda = C_c/2.3$ . Considerando os valores de  $e_0$ ,  $C_c$  e  $s_{u0}$  apresentados nas tabelas 1 e 2, obtém  $s_u = 95$  kPa. O módulo  $E$  do solo enrijecido pode ser calculado pela eq. (11):

$$E = \frac{E_s}{1 - R_s^{1/3}}. \quad (11)$$

Portanto o módulo adotado para o solo enrijecido foi de 3.800 kPa. Estes parâmetros foram adotados para considerar o aumento de rigidez e resistência da camada de solo mole tratada sob o aterro.

## 4.2 Análise da estabilidade interna e externa

No quesito estabilidade interna, a norma brasileira exige que se verifique a possibilidade de ruptura das tiras metálicas e também a aderência solo-armadura. Verificou-se na análise que nenhuma das tiras metálicas sofreu ruptura sendo, que a tira mais solicitada apresentou um esforço de tração de 32.33 kN, inferior à carga admissível de 34.80 kN. Embora o código de elementos finitos utilizado não apresente a tensão atuante na interface tira/solo, a análise gráfica de plastificação dos suportes mostrou que não ocorreu deslizamento relativo entre as tiras e o solo circundante.

Quanto à ruptura do solo de fundação, a máxima tensão vertical atuante no pé da contenção foi de 194.02 kPa, bastante inferior à tensão máxima admissível de 570 kPa adotada no projeto e determinada pelos métodos usuais de cálculo de capacidade de carga. O que equivale a um fator de segurança contra a ruptura de fundação da ordem de 3.0.

Outra verificação típica é da estabilidade ao tombamento. Embora este tipo de verificação não faça muito sentido, pois o código de elementos finitos não trabalha diretamente com momentos no maciço – apenas nos reforços – e seja possível avaliar o possível tombamento por meio dos deslocamentos, realizou-se esta análise de forma indireta, por meio da visualização das tensões horizontais atuantes na face interior da contenção. Foi gerado um perfil de tensões igualmente espaçadas em um total de dez pontos, que foram multiplicados individualmente pela distância entre cada ponto e pela distância até a base da contenção, criando assim momentos parciais que, somados, conduziram a um momento de tombamento da ordem de 500 kN.m/m. Com um momento resistente da ordem de 1.670 kN.m/m, o fator de segurança é da ordem de 3.3. Já a figura 6 apresenta os deslocamentos máximos do terrapleno e superfície deformada, em escala

ampliada. Como esperado, o maior deslocamento ocorrerá no topo do aterro e no centro, com valor de 0.20 m. Cumpre destacar que este deslocamento deve-se unicamente à acomodação do aterro ao seu próprio peso, e é compensado na execução.

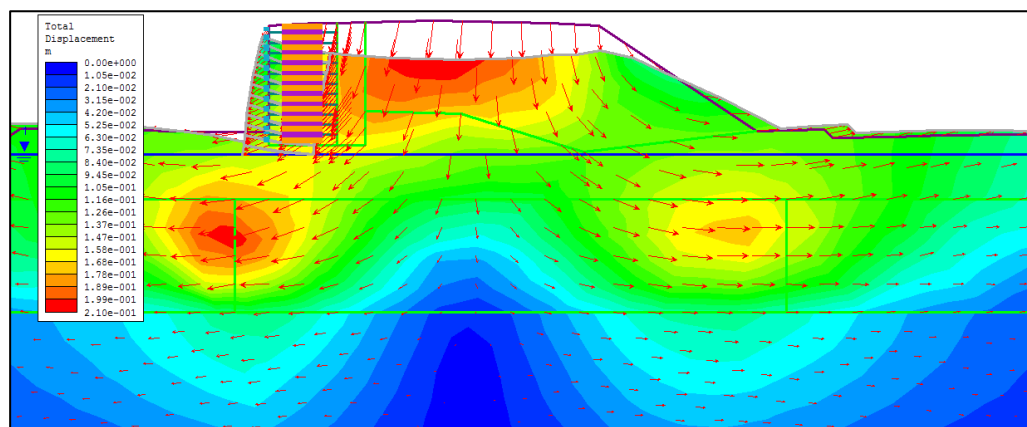


Figura 6. Deslocamento no terrapleno causados pela acomodação ao peso próprio.

#### 4.3 Análise da estabilidade global

A estabilidade global do terrapleno foi avaliada tanto por métodos convencionais de equilíbrio-limite como também por elementos finitos, neste caso empregou-se a técnica conhecida como *shear strength reduction* (SSR). Trata-se de um procedimento utilizado em análises de materiais elastoplásticos no qual o fator de segurança é obtido através do enfraquecimento dos parâmetros de resistência do solo por tentativas, até que se determine o menor valor que conduza à ruptura, que numericamente equivale à impossibilidade de uma solução convergente na análise por elementos finitos. O fator de redução de resistência  $SRF$ , equivalente ao fator de segurança de uma análise por equilíbrio limite, é definido pela eq. (12):

$$SRF = \left( \frac{\tan \phi'}{\tan \phi_f} \right) = \left( \frac{c'}{c_f} \right), \quad (12)$$

sendo  $\phi'$  e  $c'$  os parâmetros reais de resistência do solo e  $\phi_f$  e  $c_f$  os parâmetros de resistência reduzidos na ruptura. O método permite visualizar uma “superfície de ruptura” equivalente àquelas obtidas nas técnicas de equilíbrio limite por meio da visualização das deformações de cisalhamento, com a vantagem de que a superfície é gerada automaticamente ao fim da análise, sem a necessidade de suposições prévias sobre o formato da superfície de ruptura, como no caso de métodos de equilíbrio limite.

A tabela 4 apresenta os fatores de segurança obtidos nas análises de estabilidade global. As análises foram efetuadas por um código de equilíbrio limite (método de Bishop) e pelo método SSR, no código de elementos finitos. As análises foram efetuadas para duas hipóteses: o solo sem tratamento e com tratamento. Verifica-se que os dois

métodos convergiram para resultados quase que idênticos. Sem o tratamento, o fator de segurança é próximo à unidade, o que indica uma situação instável. Com o tratamento o fator de segurança fica próximo a 1.8, superior ao fator mínimo de 1.4 indicado para estas situações. Cumpre ressaltar que estes valores são conservadores e a favor da segurança, visto que o método de cálculo do aumento da resistência não drenada do solo enrijecido considera apenas o incremento de resistência da camada de solo mole, e não a contribuição à resistência dos bulbos rígidos imersos na matriz de solo.

Tabela 4. Resultados da análise de estabilidade global

| Método                     | Hipótese            | Fator de segurança |
|----------------------------|---------------------|--------------------|
| Equilíbrio limite (Bishop) | Solo sem tratamento | 1.10               |
| SSR                        | Solo sem tratamento | 1.05               |
| Equilíbrio limite (Bishop) | Solo com tratamento | 1.76               |
| SSR                        | Solo com tratamento | 1.77               |

A figura 6 apresenta uma representação gerada pelo código de elementos finitos dos deslocamentos na ruptura, sem o reforço de grouting. As setas indicam o sentido de deslocamento do material. A ruptura ocorre do centro do aterro em direção às laterais, tangenciando a base da camada de solo mole, no contato com o silte rígido subjacente. O maior deslocamento, da ordem de 0.5 m, ocorreu no topo do aterro, no centro da plataforma.

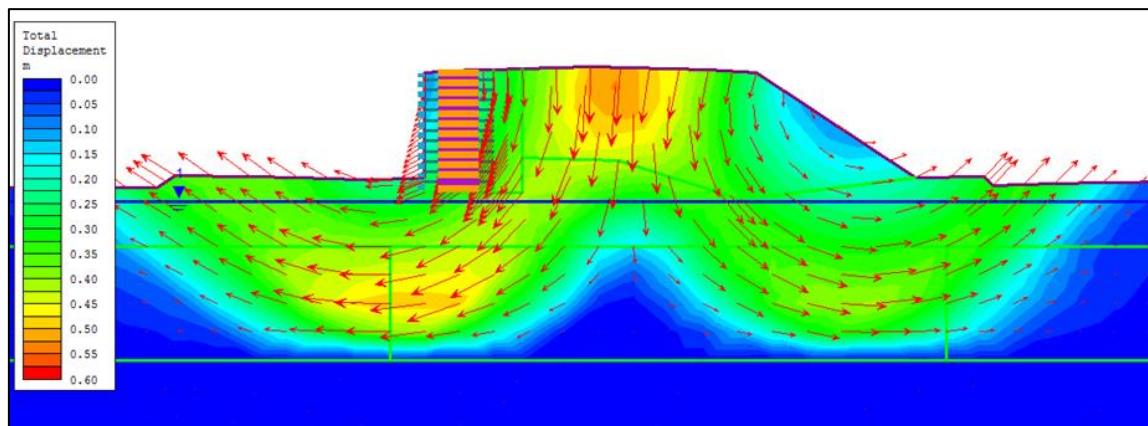


Figura 6. Deslocamentos na ruptura pelo método de elementos finitos. Sem aplicação do Grouting.

Já a figura 7 apresenta os deslocamentos totais na situação de ruptura, com a aplicação de grouting no subsolo. Desta feita, a ruptura foi somente do centro do aterro em direção à esquerda, sendo que o deslocamento total, de 0.80 m, ocorreu no topo do aterro, junto à terra armada. Isto ocorre porque no lado esquerdo do terrapleno, a

contenção de paramento vertical impõe maiores tensões e deformações sobre o maciço que, para um fator de redução de 1.77 dos parâmetros de resistência, se instabiliza antes do lado direito, onde as tensões e deformações atuantes são inferiores. Esta falta de simetria do aterro, embora não significativa na análise sem *grouting*, se mostrou relevante quando da consideração do aumento da resistência da camada mole.

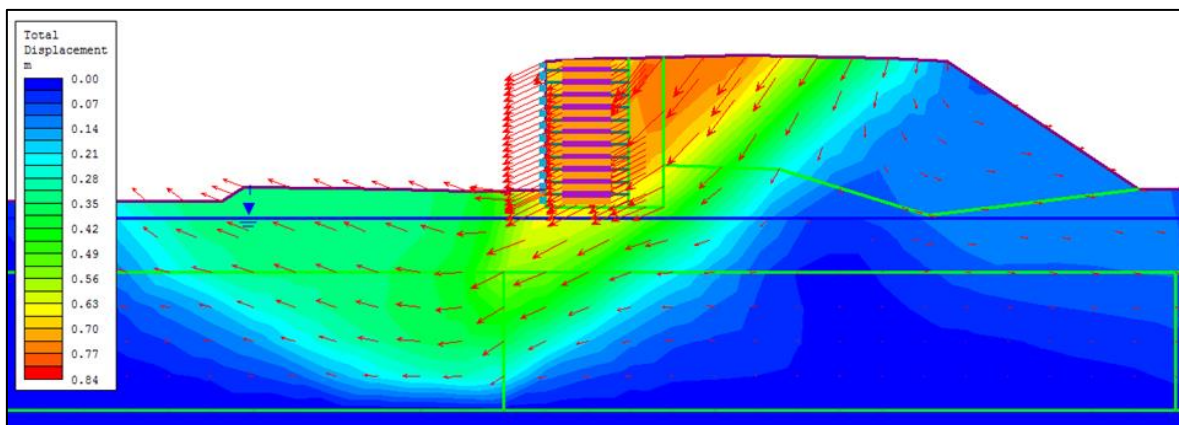


Figura 7. Deslocamentos na ruptura considerando a estabilização do solo.

## 5 CONCLUSÕES

Neste artigo, procurou-se realizar a análise, via elementos finitos, do comportamento de uma contenção em terra armada executada sobre solos moles previamente estabilizados com técnica de *grouting*. Como esperado, as análises efetuadas mostraram que a estrutura é estável e é possível a comparação com os resultados obtidos por métodos analíticos (no caso da estabilidade interna e externa) e por métodos de equilíbrio limite, no caso da análise global.

O método de elementos finitos exige maiores cuidados quando da modelagem da estrutura, uma maior quantidade de dados de entrada e maior tempo computacional para a análise se comparado às metodologias usuais de dimensionamento de contenções. Porém, apresenta suas vantagens. Em um único modelo é possível analisar todo o comportamento da estrutura projetada, sem a necessidade de recorrer a metodologias diversas. Além da obtenção de fatores de segurança e de permitir comparar tensões atuantes e admissíveis, o método permite ainda avaliar como se darão as deformações e deslocamentos da estrutura.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) pelo acesso ao projeto de onde foram obtidos os dados e informações necessárias à elaboração deste artigo.

## REFERÊNCIAS

Almeida, M. S. S., & Riccio, M., 2012. Ground improvement of extremely soft soils in Rio de Janeiro. *International Conference on Ground Improvement and Ground Control* (ICGI 2012).

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986. *NBR9286 – Terra Armada*.

Balaam, N.P., Booker, J.R., 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, vol. 5, pp. 379-403.

Cirone, A., 2016a. Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2016*.

Cirone, A., 2016b. Cálculo do aumento da resistência não drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting. *XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2016*.

Gondariz, L. J. N. C., 2016. *Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR Grouting*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro, RJ.

Pinto, C.S., 2000. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Ed. Oficina de Textos.

PROSUL – Projetos, Supervisão e Planejamento Ltda, 2013. *Projeto Básico e Executivo para Duplicação e Restauração da Pista Existente, Implantação de Vias Laterais, Recuperação / Reforço / Reabilitação e Construção de OAE na Rodovia BR-470/SC, lote 02, segmento km 18,61 ao km 44,87*.