

MELHORIA E REFORÇO DE MACIÇOS: ASPECTOS TEÓRICOS E CASOS DE OBRA

Soil improvement and reinforcement: theoretical aspects and practical cases

Mauricio Abramento*

RESUMO – Este artigo aborda aspectos sobre melhoria e reforço de maciços através da apresentação de três casos de obra, envolvendo aspectos teóricos e práticos. O primeiro caso relaciona-se com os chamados “Bairros Cota”, localizados em Cubatão, SP, em que foram executadas investigações geotécnicas para obtenção de parâmetros de resistência do corpo de Tálus característico da região, seguidas de análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes e estudos de soluções de reforço (solos grampeados) e drenagem (DHPs). O segundo caso aborda a tecnologia de tratamento de fundações em solos moles com o uso de adensamento em profundidade por injeção de colunas de graute, a qual foi empregada nas obras de ampliação rodoviária em Campinas, SP. Por fim, apresenta-se o emprego da tecnologia de reforço de aterros com geossintéticos e o acompanhamento tecnológico das deformações por meio de instrumentação, obra implantada em um aeroporto na região de São Roque, SP.

SYNOPSIS – This paper presents aspects on soil improvement and reinforcement through 3 case studies. The first is related to the “Bairros Cota” region located in Cubatão, SP, where shear strength parameters were obtained for the talus, followed by deterministic and probabilistic slope stability analyses and reinforcement (soil nailing) and drainage (DHD’s) studies. The second case addresses soft soil improvement through deep consolidation by means of injection grout for road duplication in the Campinas region, São Paulo. Finally, the third case presents aspects on soil reinforcement using geogrids in order to build a steep slope in an airport at São Roque, SP.

PALAVRAS CHAVE – Melhoramento e reforço de maciços, casos de obra, pregagens, injeções.

KEYWORDS – Soil improvement and reinforcement, case histories, soil nails, injections.

1 – INTRODUÇÃO

Existem diversas técnicas para melhoria e reforço de solos, constituindo-se em um vasto campo da engenharia geotécnica. Por exemplo, Hausmann (1989) e Nicholson (2014) apresentam uma coletânea de técnicas para melhoria e reforço de solos. Este artigo aborda aspectos sobre melhoria e reforço de maciços através da apresentação de três casos de obra, envolvendo aspectos teóricos e práticos. O primeiro caso relaciona-se com os chamados “Bairros Cota”, localizados em Cubatão, SP, em que foram executadas investigações geotécnicas para obtenção de parâmetros de resistência do corpo de Tálus característico da região, seguidas de análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes e estudos de soluções de reforço (solos grampeados) e drenagem (DHPs). O segundo caso aborda a tecnologia de tratamento de fundações em solos moles com o uso de adensamento em profundidade por injeção de colunas de graute, a qual foi empregada nas obras de ampliação rodoviária em Campinas, SP. Por fim, apresenta-se o emprego da tecnologia de reforço de aterros com geossintéticos e o acompanhamento tecnológico das deformações por meio de instrumentação, obra implantada em um aeroporto na região de São Roque, SP.

* CEG Engenharia e EPUSP, São Paulo, Brasil, abramento@ceg.eng.br.

2 – PRIMEIRO CASO: BAIRRO COTA 200, CUBATÃO, SÃO PAULO

2.1 – Introdução

Os Bairros Cota surgiram durante a construção da rodovia Anchieta, que liga a capital São Paulo ao litoral paulista, onde se encontram áreas industriais importantes, como o Pólo petroquímico de Cubatão, e dois dos principais portos do Brasil, o de Santos e o de São Sebastião. Os canteiros de obra e as moradias dos trabalhadores envolvidos ocupavam áreas localizadas em determinadas altitudes em relação ao nível do mar, ao longo da Serra do Mar, que é uma cadeia montanhosa formada por recuo erosivo de uma antiga escarpa de falha originalmente localizada a dezenas de quilômetros da linha de costa atual (Santos, 2004). Essas ocupações ficariam conhecidas como Bairros Cota, em que o número do bairro, como em Bairro Cota 95, 200 ou 400, indica a sua altitude.

Durante o século XX e início do XXI, as áreas ocupadas continuaram a crescer, principalmente devido à invasão irregular por pessoas de baixa-renda que não possuíam melhores opções de moradia em áreas mais seguras e propícias à ocupação. Dessa forma, as edificações existentes nessas áreas são bastante precárias e inseguras, havendo uma considerável falta de infraestrutura de saneamento básico e serviços públicos. A Figura 1 mostra o aspecto da região em análise.



Fig. 1 – Vista aérea dos Bairros Cota.

A questão da insegurança é agravada pelo fato de as áreas ocupadas estarem em uma região cujas camadas superficiais de solo são compostas maioritariamente por horizontes de tálus, que são acumulações de materiais originados por antigos escorregamentos que se acumularam uns sobre os outros nas regiões de sopé das encostas e que contém grande número de blocos e matacões imersos e que podem atingir grandes espessuras (Wolle, 1988). O aspecto visual dos horizontes de tálus pode ser conferido na Figura 2.

Além disso, a resistência mecânica dos horizontes de tálus pode ser bastante reduzida, o que facilita o surgimento de mecanismos de escorregamento e rupturas, tão comuns nos Bairros Cota,

especialmente devido ao hábito que os moradores têm de executar cortes com geometrias muito desfavoráveis à segurança por serem consideravelmente altos e próximos da vertical, conforme evidenciado na Figura 2.



Fig. 2 – Corte executado em tálus para construção de moradia.

Assim sendo, o governo do Estado de São Paulo, por meio da Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano, CDHU, iniciou investimentos para a execução de obras de contenção e reurbanização, que visam melhorar as condições de ocupação dos Bairros Cota.

Neste contexto, a abordagem do problema se iniciou por determinar o nível de segurança a ser buscado com as obras. Para tanto, seguiram-se as proposições da norma de estabilidade de encostas brasileira, a NBR 11.682 (ABNT, 2009), que indica os valores do fator de segurança de acordo com as condições locais, avaliando o nível de segurança necessário contra a perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, conforme Quadro 1.

No trabalho realizado, considerou-se que o nível de segurança a ser atendido contra perda de vidas humanas é alto. Quanto ao nível de danos materiais e ambientais, considerou-se médio. Portanto, de acordo com o critério do Quadro 1, o fator de segurança a ser adotado seria de 1,5. No entanto, conforme nota contida nesse mesmo quadro, como a variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos é bastante grande, aplicou-se a majoração de 10%, isto é, o fator de segurança a ser buscado nas análises foi de 1,65.

A próxima fase da abordagem ao problema consistiu em realizar um estudo para diagnosticar e definir os parâmetros de resistência geotécnicos a serem utilizados nos projetos de estabilização dos taludes nos Bairros Cota 200. Com este fim, para a elaboração de estudos referentes à definição dos parâmetros geotécnicos, especialmente para o corpo de tálus característico da região, foram retiradas amostras deformadas e indeformadas de acordo com os critérios de investigação, amostragem e análise preconizados na norma NBR 11.682. Procurou-se também estabelecer um plano de sondagens que pudesse fornecer dados preliminares sobre a área e propiciar o planejamento das investigações geotécnicas. Da mesma forma, procurou-se obter uma quantidade de amostras representativas e de qualidade para a área em estudo.

Quadro 1 – Fatores de Segurança mínimos para deslizamentos (NBR 11.682).

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

- No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima deverão ser majorados em 10%. Alternativamente, poderá ser usado o enfoque semi-probabilístico indicado no anexo D.

- No caso de estabilidade de lascas/ blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

- Esta tabela não se aplica para os casos de rastejo, voçorocas, ravinas, e queda ou rolamento de blocos.

As sondagens mistas executadas na área mostram, em geral, a existência de um horizonte de tálus superficial, com espessuras bastante variáveis, de 2,0 a 8,0m. Sob a massa de tálus ocorre um horizonte de solo residual de gnaíse e, sob este horizonte, rocha gnáissica alterada a muito alterada, conforme representado na Figura 3.

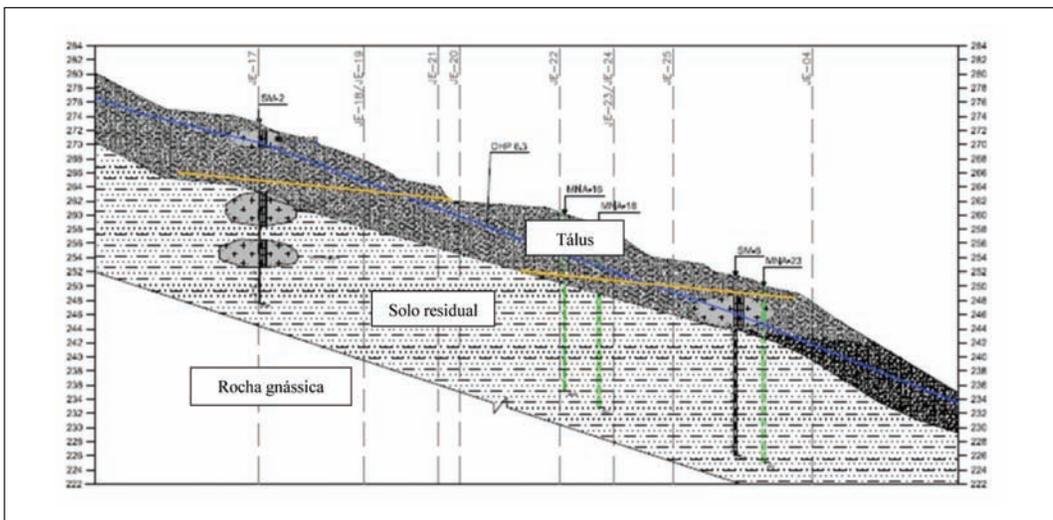


Fig. 3 – Seção típica da encosta dos Bairros Cota (elevação em metros).

Com o objetivo de se melhor caracterizar o terreno e investigar com maior detalhe o comportamento mecânico dos horizontes de tálus, foram coletadas na região várias amostras deformadas e indeformadas, as quais foram coletadas entre 0 e 3 metros de profundidade. Com elas foram executados os seguintes ensaios laboratoriais:

- Caracterização completa, composta pela obtenção da umidade natural, da massa específica natural, da massa específica dos grãos, dos limites de liquidez e plasticidade, e pela granulometria com sedimentação;
- Cisalhamento direto nas condições de umidade natural e inundada.

Os resultados desses ensaios mostraram que o peso específico natural varia de 17 a 19kN/m³, com média de 18,7kN/m³. O índice de vazios varia de 0,6 a 1,0, valores que podem ser considerados relativamente elevados, mostrando a característica porosa destes horizontes de solo. Os resultados mostraram também que os materiais ensaiados são constituídos por areias argilo-siltosas com pedregulho, e que o teor de areia varia tipicamente entre 50 e 70%, com predominância de areias médias e finas.

Em seguida, foram executados ensaios de cisalhamento direto com as amostras indeformadas, com velocidade rápida em duas condições de umidade dos corpos de prova: a) corpos de prova na umidade natural; e b) corpos de prova previamente inundados.

Foram obtidas as envoltórias de resistência para cada uma das amostras supondo-se uma relação linear entre tensão cisalhante e tensão normal, com o objetivo de se determinar um intercepto coesivo e um ângulo de atrito, conforme o procedimento da norma NBR 11.682 (Estabilidade de Encostas) que considera a variabilidade estatística dos resultados obtidos nos ensaios.

Este procedimento determina que deve ser executada uma regressão linear com os dados dos ensaios de cisalhamento direto a fim de determinar uma envoltória de projeto que considere a incerteza da resistência ao cisalhamento média ao longo de possíveis superfícies de ruptura, conforme Figura 4.

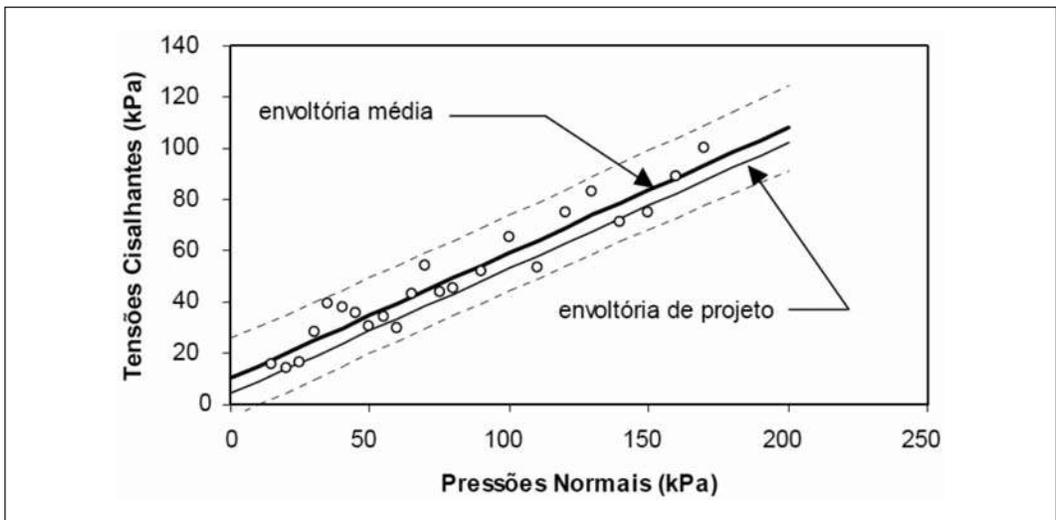


Fig. 4 – Determinação da envoltória de projeto na condição de umidade natural (adaptado da NBR 11.682).

Os resultados foram os seguintes:

- Para a condição de umidade natural:

Envoltória Média: $\tau=c'+\sigma*\tan \phi=16+\sigma*\tan 31^\circ$ (kPa)

Envoltória de Projeto: $\tau=c_k+\sigma*\tan \phi_k=4+\sigma*\tan 31^\circ$ (kPa)

- Para a condição inundada:

Envoltórias Média e de Projeto: $\tau=c'+\sigma*\tan \phi=0+\sigma*\tan 30^\circ$ (kPa)

Para a envoltória de projeto não foram consideradas as iterações e eliminações de pontos além do intervalo de confiança proposto na NBR 11.682, pois se considera que a variabilidade de resultados seja inerente ao solo ensaiado.

Os resultados das análises mostram que, na situação de umidade natural, os materiais ensaiados apresentam um intercepto coesivo médio $c=16$ kPa e de projeto $c_k= 4,0$ kPa. Esta diferença significativa de valores está provavelmente relacionada com a grande variabilidade dos interceptos coesivos, que reflete a heterogeneidade relativamente elevada dos materiais ensaiados. De fato, o desvio padrão do intercepto coesivo é da ordem de 5,9 kPa na umidade natural.

Por outro lado, com a inundação dos corpos de prova o intercepto coesivo é essencialmente eliminado, ou seja, com a inundação resulta $c= 0$. Este fenômeno está provavelmente relacionado com a eliminação da coesão aparente dos solos, oriunda das pressões de sucção devidas a não saturação dos corpos de prova (Abramento, 1988). O desvio padrão do intercepto coesivo nesta condição é também elevado, da ordem de 4,3 kPa.

O ângulo de atrito não apresenta variações significativas com a inundação (31° na condição não saturada e 30° na condição inundada). Para o valor de peso específico natural adotaram-se os valores determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto. Os Quadros 2, 3 e 4 apresentam os resultados estatísticos dos ensaios realizados, os quais foram empregados nas análises de estabilidade determinística e probabilística dos taludes, que serão descritas adiante.

Quadro 2 – Intercepto coesivo (kPa).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
\bar{c} - médio	16	0
Desvio Padrão	5,9	4,3
c_k - de projeto	4,0	0
c máximo	25	32
c mínimo	0	0

Quadro 3 – Ângulo de atrito (°).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
$\bar{\phi} = \phi_k$	31	30
Desvio Padrão	2,7	3,8
ϕ máximo	35	36
ϕ mínimo	29	25

Quadro 4 – Peso específico natural (kN/m³).

Parâmetro	Umidade Natural	Inundado
$\bar{\gamma}_k$	17,4	17,4
Desvio Padrão	1,1	1,0
γ_k máximo	20,2	20,3
γ_k mínimo	15,5	15,5

2.2 – Análises de estabilidade dos taludes

Para a implantação de suas residências nos Bairros Cota os moradores criam platôs no talus existente na região. Estas intervenções envolvem, em geral, a execução de cortes na massa de talus, com o lançamento do material escavado, sem compactação, em regiões a jusante dos cortes.

Estes e os aterros lançados podem apresentar alturas que variam desde 2,0 m até 8,0 m e inclinações que variam de 30° a 70°, tipicamente. De forma a complementar estas atividades, os moradores às vezes procuram conter os seus movimentos de terra através de “contenções” informais, as quais envolvem, em geral, muros de pedra simples ou argamassada e muros de alvenaria, conforme Figura 5. Em geral, não há preocupação com drenagem das águas superficiais ou subsuperficiais.

Estas intervenções resultam numa ocupação irregular, caótica e com elevado risco de ocorrência de instabilizações, conforme será demonstrado adiante. Esta situação é confirmada através da observação de ocorrências de instabilizações dos taludes e das contenções informais na região em análise, durante o período em que os trabalhos estavam sendo executados.



Fig. 5 – Corte vertical e construção de muro de alvenaria como contenção.

A estabilidade dos taludes foi analisada seguindo-se duas linhas:

- Análise Determinística, em que se comparam diretamente os Esforços Solicitantes e Resistentes, com a obtenção de Fatores de Segurança. Neste critério adotam-se parâmetros de resistência ao cisalhamento de projeto, anteriormente apresentados;
- Análise Probabilística, em que se determina a Probabilidade de Ruína dos taludes. Neste critério adotam-se os parâmetros médios com os respectivos desvios-padrão.

2.2.1 – Análises determinísticas

Para as análises determinísticas, utilizou-se o programa de Estabilidade de Taludes GeoStudio-Slope, que utiliza o método do equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança das superfícies potenciais de ruptura. Foi adotado o método de Morgenstern-Price para rupturas circulares. Os parâmetros utilizados nessas análises foram os anteriormente apresentados:

- Umidade Natural: Coesão de projeto, $c_k = 4,0$ kPa e Ângulo de atrito, $\phi = 31^\circ$;
- Inundado: Coesão de projeto, $c_k = 0$ kPa e Ângulo de atrito, $\phi = 30^\circ$.

O Fator de Segurança com relação à estabilidade das encostas foi avaliado considerando-se:

- As situações de umidade natural e saturação dos solos;
- Alturas típicas para os taludes de $H= 2\text{m}, 3\text{m}, 4\text{m}, 6\text{m}, 8\text{m}$ e 10m ;
- Inclinações típicas dos taludes de $30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$ e 70° ;
- Sobrecarga de tráfego ou residencial, conforme NBR 11.682 = 20kN/m^2 .

A Figura 6 apresenta os resultados das análises determinísticas e os Fatores de Segurança dos taludes existentes.

As linhas cheias na Figura 6 mostram as condições teóricas dos taludes na região de tálus na condição de umidade natural. Verifica-se que taludes com inclinações de 30° a 40° podem apresentar alturas relativamente elevadas, de até $8,0\text{m}$ a 10m , e ainda apresentarem valores de FS acima da unidade. Por outro lado, taludes mais íngremes, com inclinações da ordem de 50° a 60° comportam alturas de $4,0\text{m}$ a $2,0\text{m}$, respectivamente, para valores de FS superiores à unidade.

Nesta mesma Figura 6 são colocadas as condições de 28 taludes que já foram objeto de análise e contenção nos Bairros Cota. Estes taludes apresentam alturas variando de $2,0\text{m}$ a $8,5\text{m}$ e inclinações de face entre 40° e 60° . Observa-se que a maioria dos taludes existentes apresentam Fatores de Segurança da ordem de $1,0$ a $1,2$, demonstrando as condições precárias de estabilidade, conforme esperado. Estes valores de FS estão abaixo do valor mínimo de $\text{FS}=1,65$, exigido pela NBR 11.682 para o caso de solos com grande variabilidade de propriedades, que é o caso do tálus em análise. Na mesma figura estão destacados em vermelho os taludes que sofreram processo de instabilização antes das obras de contenção.

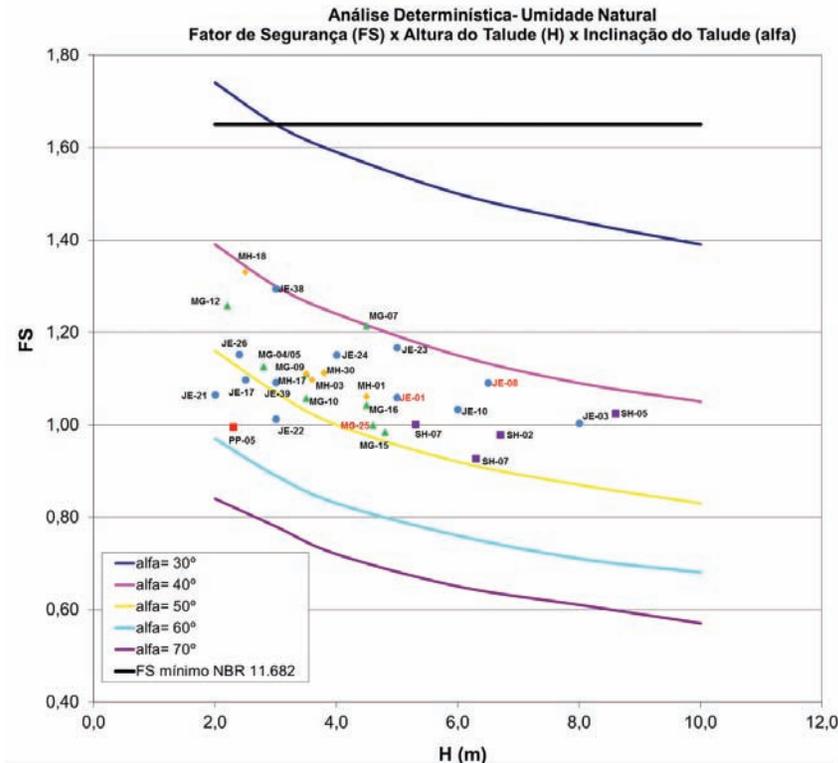


Fig. 6 – Análises determinísticas – FS – Umidade natural.

É importante ressaltar que um talude que apresente valor de FS inferior à unidade, segundo o critério determinístico, não necessariamente irá sofrer ruptura, pois se trata de uma análise que não considera a variabilidade dos parâmetros de resistência. Assim, é possível que haja taludes na região dos Bairros Cota com inclinações e alturas relativamente elevadas e que, ainda assim, não sofram instabilização. Da mesma forma, taludes suaves e de menor altura que apresentam valores de FS superiores à unidade não necessariamente podem ser considerados estáveis. Para contornar estes problemas desenvolveu-se a Análise de Estabilidade Probabilística, conforme se apresenta adiante.

Conclui-se que, para as condições geométricas, geotécnicas e hidráulicas vigentes nos Bairros Cota, e com base nas análises determinísticas na umidade natural, os taludes executados no corpo de tálus que possuem inclinações e alturas superiores a cerca de 30° (1V:1,75H) e 3,0m, respectivamente, não atendem às condições de segurança mínimas exigidas pela NBR 11.682. Estes taludes necessitam ser contidos através de estruturas de arrimo (p.ex. muros de pedra argamassada) ou reforço (p.ex. solo grampeado), mesmo em condições de umidade natural. Taludes com alturas entre 1,5m e 3,0m e inclinações superiores a cerca de 35° (1V:1,5H) também necessitam ser contidos pelas mesmas razões.

2.2.2 – Análises probabilísticas

Na análise probabilística determina-se a Probabilidade de Ruína (p_f) do talude, bem como o Coeficiente de Confiabilidade (β) (Aoki, 2008). Existem diversas publicações que apresentam valores aceitáveis de β e p_f para obras de engenharia e outras situações. O Eurocode EN1990 (CEN, 2002), por exemplo, apresenta diversas Classes de Consequências para eventuais instabilizações. Para o presente caso o valor mínimo de β seria de 3,3. Este valor corresponde a uma possibilidade de ocorrência da ruína entre “ocasional” e “remota”, e a uma probabilidade de ruína p_f entre 0,3% e 0,03%. Para as análises probabilísticas utilizou-se o mesmo programa de Estabilidade de Taludes GeoStudio-Slope e foi adotado o método de Monte-Carlo. Os parâmetros estatísticos foram aqueles apresentados nos Quadros 2 a 4.

A Figura 7 apresenta parte dos resultados obtidos nas análises probabilísticas realizadas.

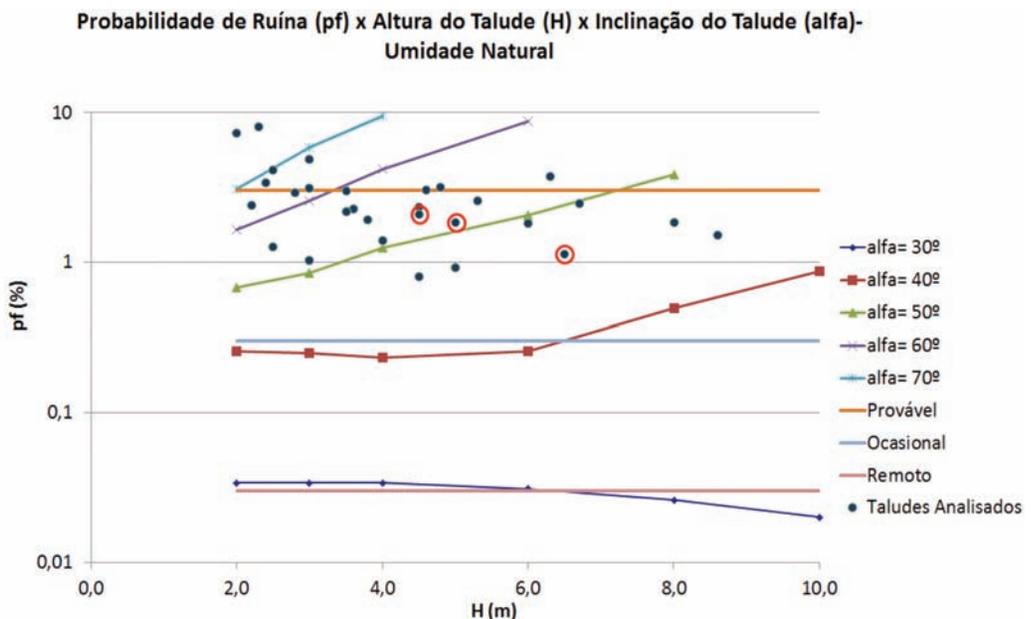


Fig. 7 – Resultado das análises probabilísticas - p_f x H x α - Umidade natural.

A Figura 7 mostra as condições de probabilidade de ruína dos taludes dos Bairros Cota, incluindo aqueles que foram objetos de projeto de contenção. A maioria dos taludes analisados encontra-se na faixa de probabilidade de ruína entre “provável” e “ocasional”, estando mais próximos da faixa de ruína “provável”.

Na mesma figura destacam-se em círculos vermelhos os três taludes que apresentaram sinais de ruptura. Considerando-se cerca de 28 taludes analisados, os taludes rompidos correspondem a cerca de 10%, representando uma probabilidade ruína entre “provável” e “frequente”.

Conclui-se que, para as condições geométricas, geotécnicas e hidráulicas vigentes nos Bairros Cota, os taludes executados no corpo de tálus que possuem inclinações iguais ou superiores a cerca de 35° (1V:1,5H) e alturas superiores a 2,0m apresentam Probabilidade de Ruína superior a 0,3% e Coeficiente de Confiabilidade inferior a 2,9, enquadrando-se na categoria de instabilizações entre “ocasional” e “frequente”. Estes taludes necessitam ser contidos através de estruturas de arrimo (p.ex. muros de pedra argamassada) ou reforço (p.ex. solo grampeado), mesmo em condições de umidade natural.

2.3 – Melhoria e reforço dos maciços

Com a obtenção dos parâmetros de resistência, conforme procedimento explicado anteriormente, foram elaborados os projetos das melhorias e reforços a serem implantados nos maciços dos Bairros Cota, especialmente em áreas próximas às moradias existentes. Dessa maneira, as soluções empregadas nos projetos de estabilização foram:

- Muros em solo grampeado;
- Muros em pedra argamassada;
- Retaludamento;
- Muros em alvenaria;
- DHPs.

Dadas as limitações geométricas locais, as contenções predominantes foram em solo grampeado. Para estas contenções, foram realizados ensaios de arrancamento nos chumbadores a fim de confirmar os valores de adesão utilizados do dimensionamento. Na Figura 8 estão apresentados os resultados de dois desses ensaios, que indicam adesões da ordem de 80 a 100kPa.

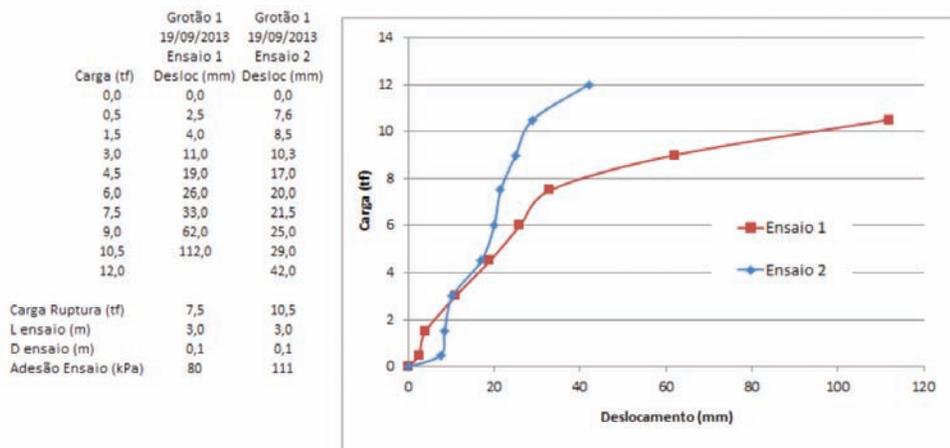


Fig. 8 – Resultados de dois ensaios de arrancamento.

As Figuras 9 a 11 apresentam fotos das obras em execução.



Fig. 9 – Execução de solo grampeado.



Fig. 10 – Muro de pedra argamassada.



Fig. 11 – DHPs e canaletas para escoamento da água.

Associados às obras de contenção foram executados diversos DHPs com extensões de dezenas de metros, cujo objetivo foi rebaixar o nível d'água nos corpos de talus.

3 – SEGUNDO CASO: TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ADENSAMENTO INDUZIDO

3.1 – Introdução

Este caso aborda a melhoria do solo de fundação de um trecho rodoviário localizado no bairro Tijuco Preto, em Campinas – SP, que apresenta espessas camadas de solo mole. A solução adotada foi o de adensamento induzido em profundidade por injeção de graute. Esta técnica consiste em aumentar a rigidez do solo mole por meio da injeção de graute sob elevada pressão ao longo da espessura dos solos moles. Drenos verticais geossintéticos são cravados para acelerar o processo de adensamento radial e redução do índice de vazios. O arranjo construtivo da técnica está apresentado na Figura 12.

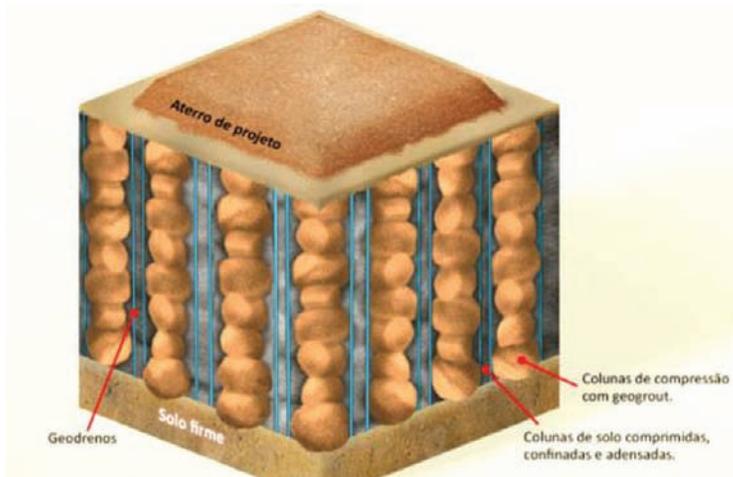


Fig. 12 – Arranjo esquemático da solução de adensamento induzido por injeção.

A injeção do graute sob pressão controlada forma bulbos e colunas no interior do solo mole e provoca o surgimento de excesso de poropressão, que é dissipado pelos drenos verticais. O princípio de funcionamento da técnica é o adensamento, com redução de volume da camada de argila saturada compressível.

O tratamento confere ao subsolo um módulo de elasticidade equivalente ao de uma argila rija, sendo que esse módulo é obtido por uma média ponderada das áreas ocupadas pelas colunas de graute e pelo solo adensado entre elas, conforme será discutido adiante.

A técnica de adensamento induzido em profundidade por injeção é monitorada através de instrumentação, que envolve manômetros para controlar a pressão de injeção, piezômetros de cordas vibrantes para acompanhar os excessos de poropressão e os tempos necessários para sua dissipação, e pressiômetros e placas de carga para a estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo tratado e das colunas de graute.

3.2 – Aspectos geológico-geotécnicos

O Quadro 5 apresenta as características dos horizontes que compõe o terreno local, com presença de argilas moles que podem atingir espessuras maiores que 5 metros. A Figura 13 mostra as áreas que foram tratadas com esta técnica.

Quadro 5 – Características do subsolo local.

Profundidade (m)	Camada	SPT
0 a 3,5	Aterro: argila arenosa vermelha escura	1 a 5
3,5 a 7,0	Argila orgânica cinza escura	1 a 3
7,0 a 9,0	Argila arenosa cinza escura	4 a 6
9,0 a 11,0	Areia fina argilosa variegada	11 a 12
11,0 a 22,0	Areia fina siltosa (arenito) amarela	24 a 50

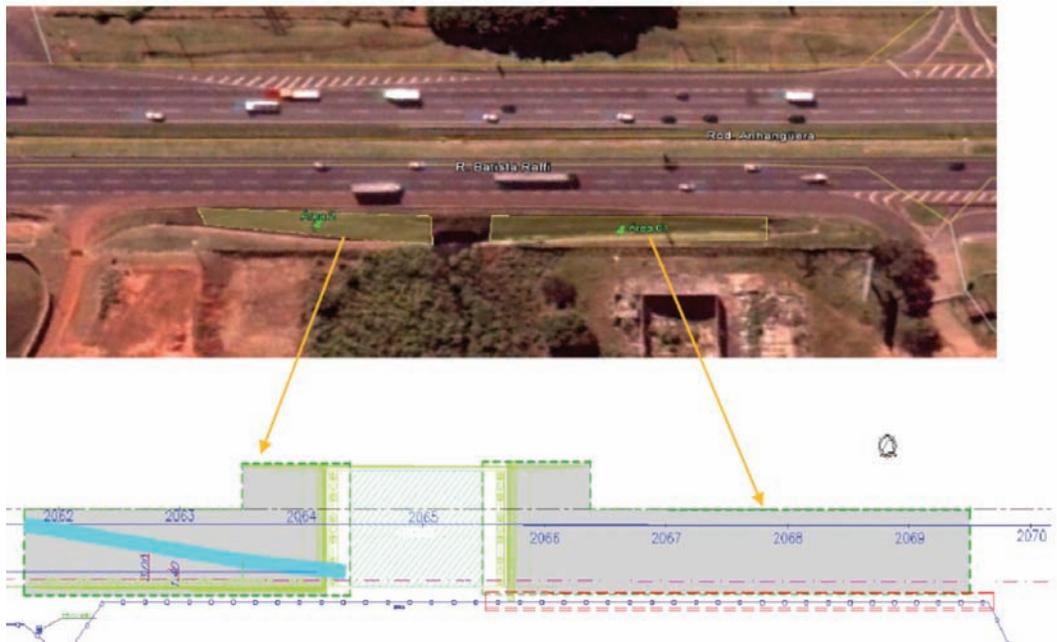


Fig. 13 – Regiões tratadas na rodovia em análise.

3.3 – Tratamento do Solo Mole

As áreas tratadas com a técnica de adensamento induzido foram:

- Área 01: possui 980m², nos quais foram executadas 166 colunas de graute com espaçamento de 3m. Os drenos verticais geossintéticos foram cravados em malha de 1,5m, atingindo profundidades de até 10m. Foram empregados 1000m³ de graute.
- Área 02: possui 700m², nos quais foram executadas 116 colunas de graute. Os espaçamentos são os mesmos da área 01, tanto para as colunas de graute quanto para os drenos. As profundidades atingidas também foram de 10m. Foram empregados 800m³ de graute.

A Figura 14 apresenta a distribuição de colunas de graute e a seção transversal do arranjo executado.

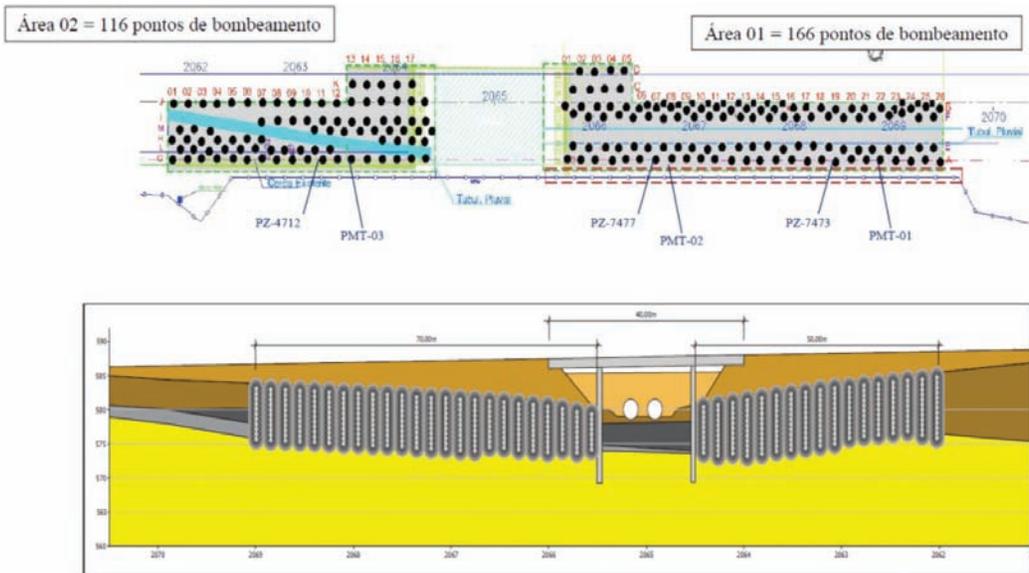


Fig. 14 – Distribuição de colunas de graute e seção transversal do arranjo.

3.4 – Instrumentação geotécnica

3.4.1 – Localização da instrumentação

A localização dos piezômetros e pressiômetros utilizados no monitoramento do tratamento é apresentada nas Figuras 15 e 16.

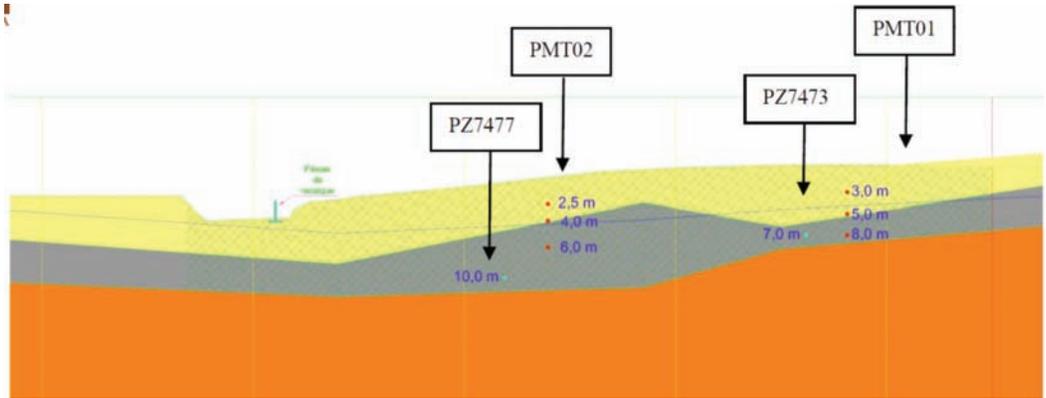


Fig. 15 – Vista em corte das instrumentações da área 1.

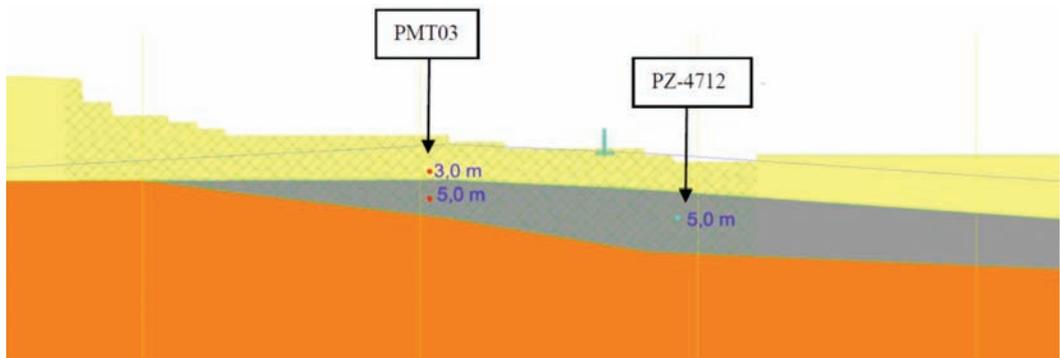


Fig. 16 – Vista em corte das instrumentações da área 2

3.4.2 – Resultados piezométricos

A Figura 17 mostra que o excesso de poropressões induzido pela injeção de graute é dissipado em cerca de dois dias devido a presença dos drenos verticais.

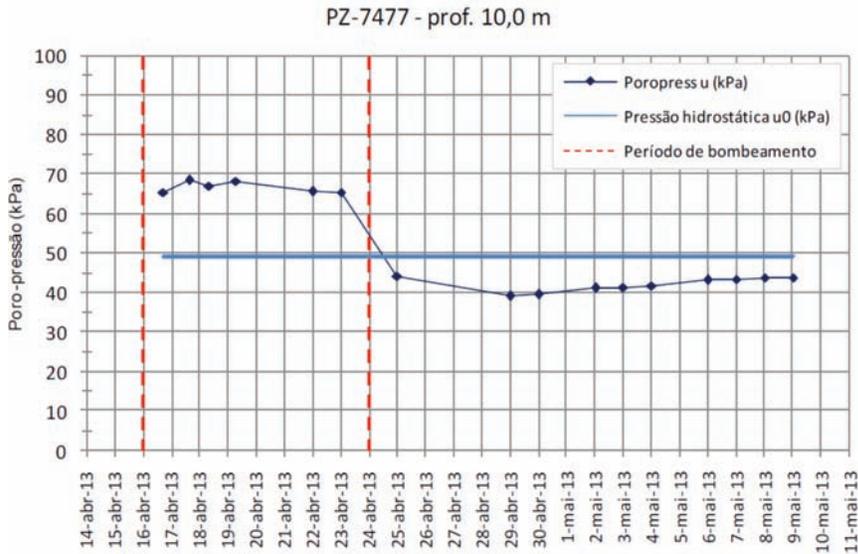


Fig. 17 – Resultado do piezômetro PZ 7477.

3.4.3 – Resultados dos ensaios pressiométricos

A fim de avaliar o ganho de rigidez dos horizontes de solo, o ensaio pressiométrico é realizado antes e depois do tratamento. Fazem-se também ensaios no graute injetado, a fim de determinar suas características de rigidez. O ensaio consiste em introduzir uma sonda inflável em uma perfuração pré-executada, até atingir uma profundidade desejada. Após ser inflada a sonda, um controle hidráulico monitora a resposta do material ensaiado, definindo uma relação tensão-deformação (ou pressão-volume) que permite determinar a pressão limite (P_L) e o módulo de deformação pressiométrico (E).

Os ensaios são executados com ciclos de carregamento e descarregamento, segundo recomendação de Briaud (1992).

Na Figura 18 estão apresentados os resultados de ensaios pressiométricos executados antes e após o tratamento. Vê-se que o solo que possuía consistência mole passou a rija, em geral. A Figura 19 mostra os resultados de ensaio pressiométrico no graute, com 28 dias de cura. Vê-se que módulo apresenta valor médio de 140.000kPa, o que equivale a uma argila dura.

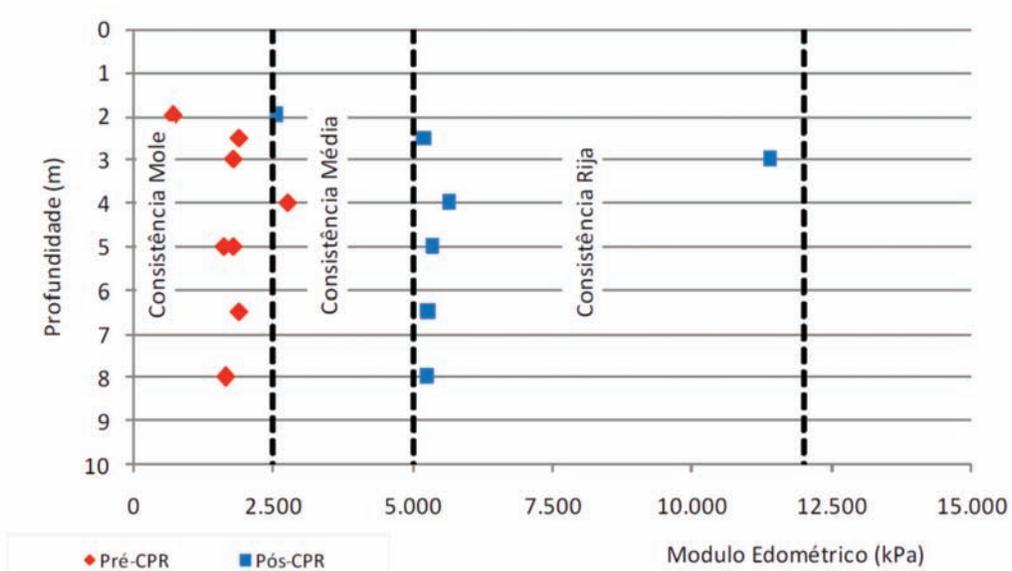


Fig. 18 – Ensaio pressiométrico, em solo, antes e após tratamento.

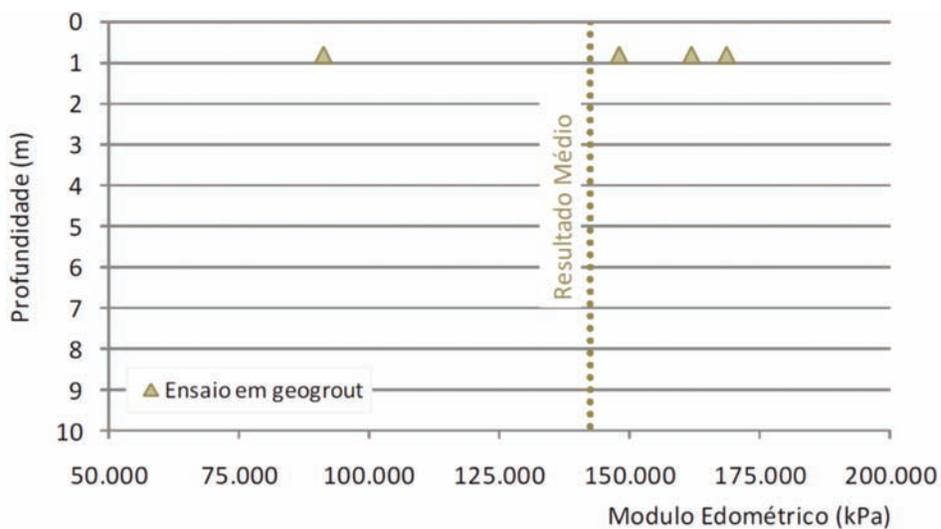


Fig. 19 – Ensaio pressiométrico no graute, com 28 dias de cura.

3.4.4 – Módulo equivalente

O módulo de elasticidade equivalente é obtido pela média ponderada entre as áreas de solo tratado e de colunas de graute. Essas áreas constam na Figura 20, que representa uma célula unitária do tratamento. Os cálculos para obtenção do módulo equivalente estão apresentados no Quadro 6.

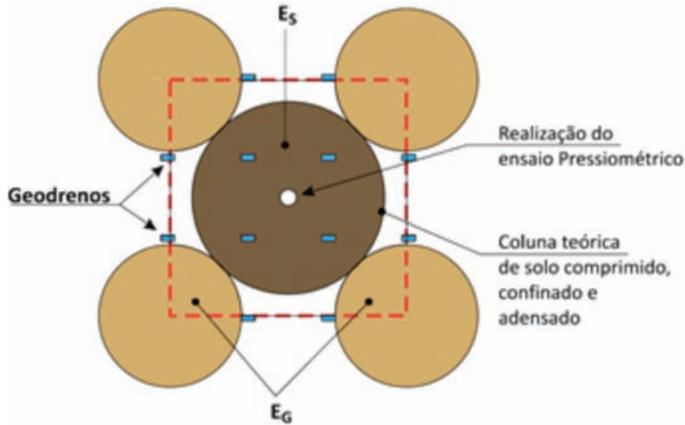


Fig. 20 – Esquema para determinação do módulo equivalente.

Quadro 6 – Dados de campo para determinar o módulo equivalente E_{eq} .

Dados de Campo	Valor	%
Distância entre eixos de colunas de graute (L)	3,0 m	***
Área total ($A_T=L^2$)	9,0 m ²	***
Diâmetro do graute (\varnothing_g)	1,3 m	***
Área da coluna de graute ($A_g=3,14* \varnothing_g^2/4$)	1,3 m ²	15
Área da coluna de solo entre colunas de graute ($A_s= A_T- A_g$)	7,7 m ²	85

Portanto, o módulo equivalente obtido foi de 26.400kPa, de acordo com a distribuição de contribuição do Quadro 6. O solo que antes possuía consistência mole teve sua rigidez elevada, adquirindo características semelhantes a uma argila dura.

3.5 – Registro fotográfico

As fotografias das Figuras 21 e 22 mostram a execução do tratamento.

Após o tratamento das fundações foi executado o aterro rodoviário. Sua construção foi instrumentada com placas de recalque e inclinômetros, os quais mostraram deslocamentos de ordem centimétrica, comprovando a eficácia do tratamento das fundações com injeção de graute.



Fig. 21 – Cravação dos drenos verticais geossintéticos.



Fig. 22 – Restos de graute posicionados nos locais de formação das colunas de injeção.

4 – TERCEIRO CASO: TALUDE EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO

4.1 – Introdução

A cidade de São Roque, localizada no interior do estado de São Paulo, foi o local escolhido por um grupo empreendedor para implantação de um aeroporto executivo privado, com uma das maiores pistas de pousos e decolagens do país, com cerca de 1.900m de extensão. Após a avaliação do projeto inicial pela ANAC (Agência Nacional de Aviação Civil) e a liberação do empreendimento, fez-se a compilação dos arquivos de topografia existentes com a geometria da implantação e verificou-se que a cabeceira oeste da pista de pousos e decolagens iria formar um talude de aterro que invadiria a via de acesso ao aeroporto, conforme representado na Figura 23.

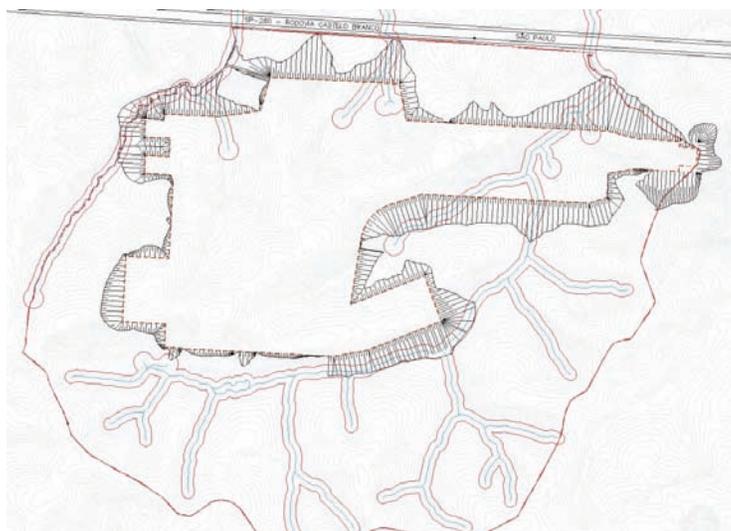


Fig. 23 – Planta inicial do empreendimento destacando a posição da cabeceira oeste.

Após estudos de alternativas decidiu-se pela execução de um talude mais íngreme reforçado com camadas de geogrelha. As características e detalhes dessa obra são apresentados a seguir.

4.2 – Sistema utilizado para a face

O sistema utilizado é composto por elementos de 0,60m de altura por 2,0m de largura com 70° de inclinação com a horizontal e comprimento do reforço variável em função da necessidade do projeto, de acordo com a Figura 24. Os elementos são confeccionados com uma malha hexagonal de dupla torção com abertura de 8x10cm, com fios de aço com baixo teor de carbono (BTC), $\varnothing = 2,7\text{mm}$ revestidos pela liga (Zn/AL) Galfan+Revestimento plástico.

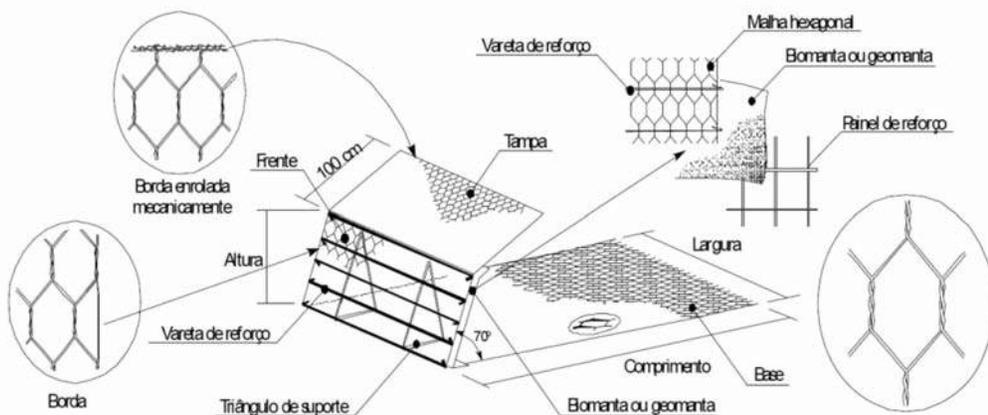


Fig. 24 – Elemento do sistema utilizado no reforço.

Na face inclinada é previsto um elemento para proteção dos fins de solo que pode ser uma biomanta ou geomanta, que são suportados por uma malha eletrosoldada de $\varnothing = 8\text{mm}$ e abertura de 15x15 e triângulos internos com $\varnothing = 10\text{mm}$.

4.3 – O projeto de estabilização

A Figura 25 mostra uma seção transversal do talude em solo reforçado. Para permitir a estabilização e inclinação previstas em projeto foram utilizados geogrelhas tecidas em poliéster revestidas em PVC com resistências de 200 e 120kN/m, respectivamente, do pé ao topo da seção, sendo seus espaçamentos verticais definidos de acordo com as análises de estabilidade.

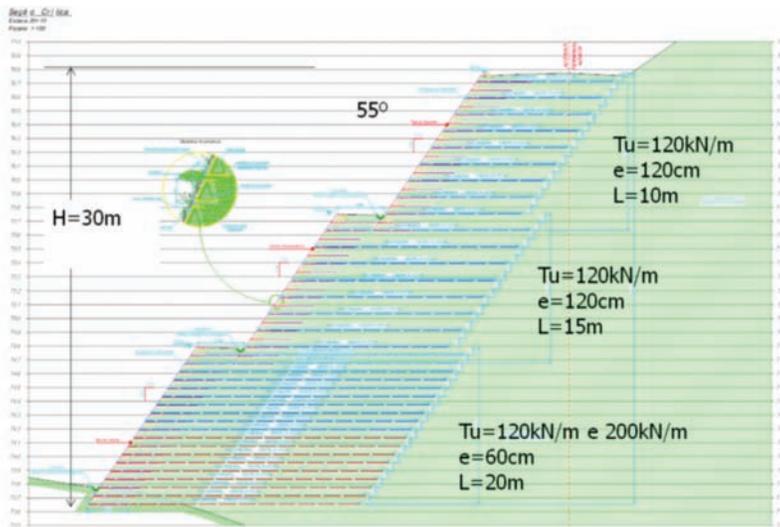


Fig. 25 – Seção crítica do aterro.

Após a contenção e estabilização foi previsto em projeto a conformação com os taludes e saias de aterro não reforçados nos extremos, prevendo uma transição natural, para que não ocorresse diferencial estético dos taludes, que deveriam ser gramados.

4.4 – Análises de estabilidade

Definida a solução a ser utilizada, faz-se necessário a avaliação da estabilidade do talude reforçado. Como a ESR possui inclinação menor que 70° com a horizontal, a estrutura passa a ter a classificação de talude reforçado, segundo BS8006-1/2010. Portanto, as análises realizadas foram de verificação global e verificação interna. Para a modelagem de cálculo foi considerado o método do equilíbrio limite, que realiza as análises de acordo com o critério rígido-plástico e ruptura de Mohr-Coulumb.

Nas modelagens foram consideradas sobrecargas de tráfego das aeronaves. O solo local é composto por alteração de metassiltito, conforme indicado pela Figura 26, que mostra o conjunto de resultados de ensaios de granulometria executados em amostras do local. Na Figura 27 estão apresentados os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais CUsat.

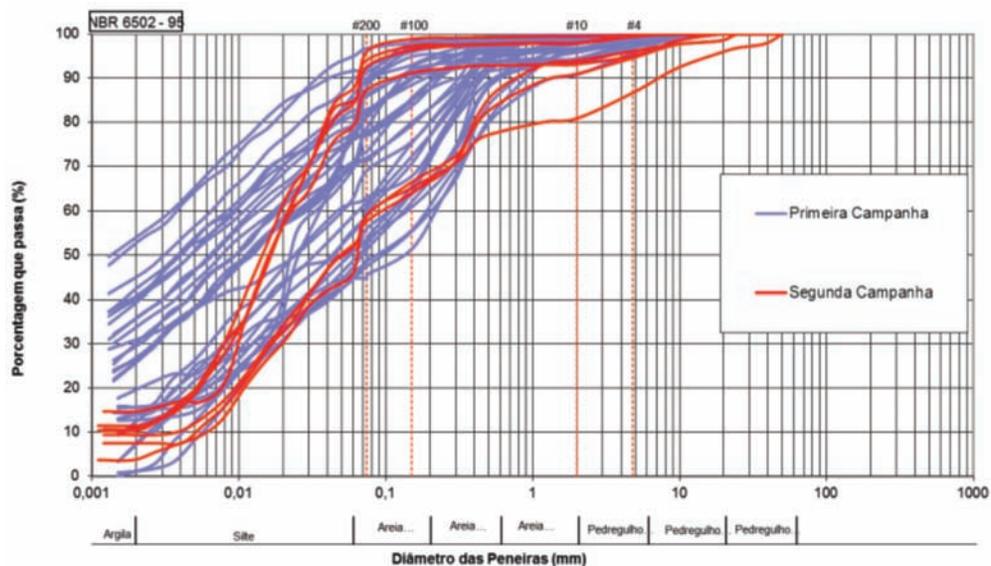


Fig. 26 – Curvas granulométricas do solo local.

Para a análise de estabilidade exemplificada na Figura 28 foi utilizado o método de Bishop simplificado.

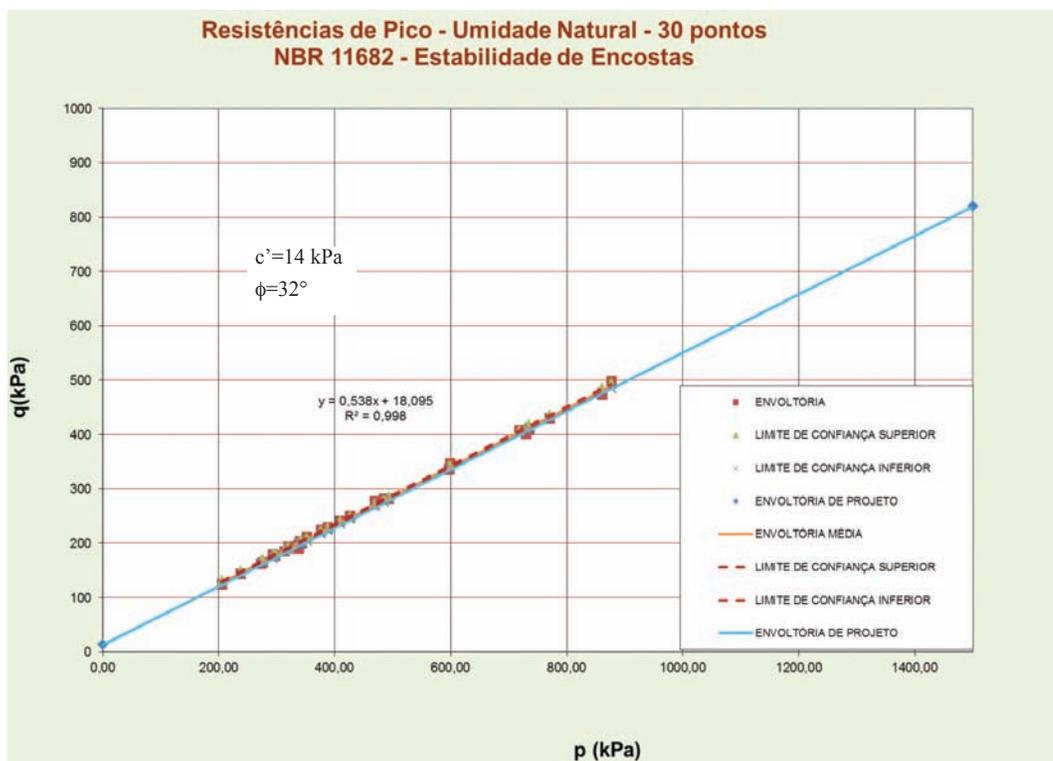


Fig. 27 – Envoltória de resistência e parâmetros obtidos.

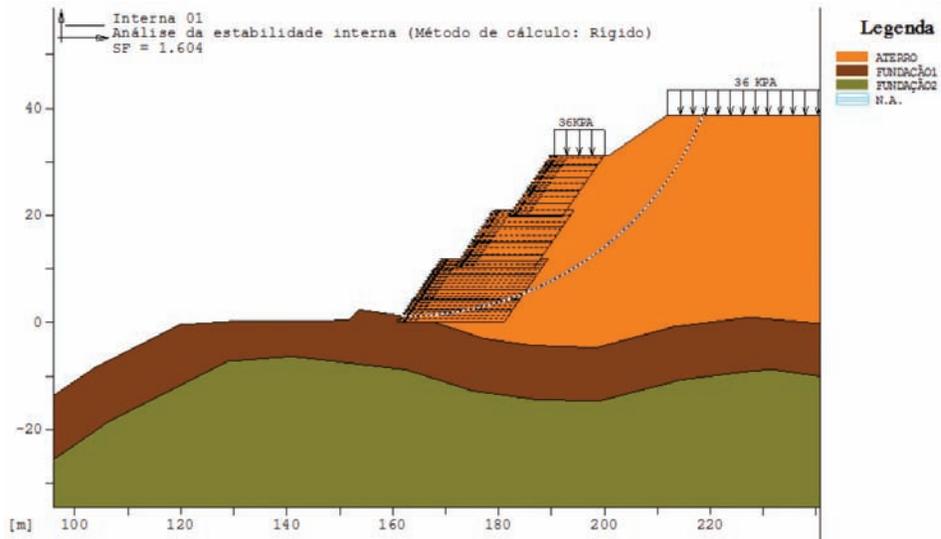


Fig. 28 – Análise de estabilidade.

4.5 – Instrumentação

Para acompanhar e avaliar a elevação do aterro e o desenvolvimento dos recalques e deformações das geogrelhas foram instalados os seguintes instrumentos: extensômetros nos reforços geossintéticos, medidores de recalque magnético, marcos de recalque superficial, piezômetros, inclinômetros e prismas de deslocamento. Neste artigo serão apresentados somente os resultados dos prismas de deslocamento, conforme Figura 29.

Os resultados da instrumentação mostram valores de deslocamentos verticais da ordem de 26cm e de deslocamentos horizontais da ordem de 13cm. Em geral, os deslocamentos apresentam tendência de estabilização após a conclusão do aterro, conforme apresentado no gráfico da Figura 29.

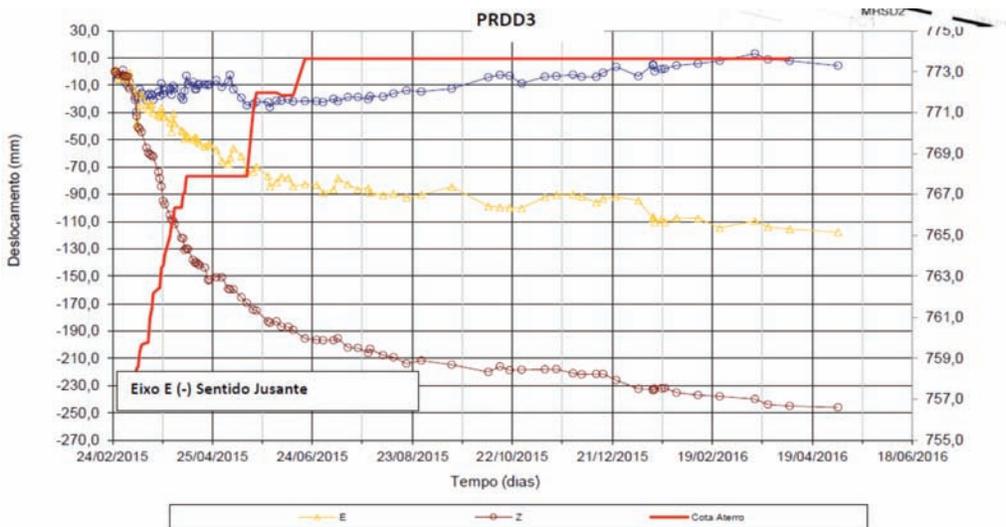


Fig. 29 – Deslocamentos medidos em um dos prismas de deslocamento.

Bathurst *et al.* (2010) apresenta os máximos deslocamentos admissíveis para contenções com diversos tipos de face como, por exemplo, para faces em tela de aço, conforme apresentado no Quadro 7. Os deslocamentos medidos no muro em análise são da mesma ordem de grandeza daqueles apresentados neste Quadro.

Quadro 7 – Quadro com alguns dos limites de deslocamento de face, de acordo com Bathurst *et al.* (2010).

Fonte	Tipo de Contenção	Deslocamento de Face
EN 14475 (2006)	Arame revestido e face em gabião	100 mm
PWRC (2000)	Todas as faces	300 mm

Os extensômetros instalados nas geogrelhas indicaram deformações bastante reduzidas, inferiores a 2%.

Os resultados apresentados pelas demais instrumentações também foram satisfatórios, indicando o bom desempenho da solução empregada. A Figura 30 apresenta uma foto geral da obra concluída.



Fig. 30 – Aterro reforçado com geossintéticos concluído.

5 – AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar seus agradecimentos às seguintes empresas e instituições que propiciaram o desenvolvimento destes trabalhos: ETEMP, CDHU, Yamamichi, CCR, Canhedo-Beppu, Engegraut, JHSF, ArcadisLogos, Contern, Maccaferri, EPUSP. O autor agradece à ABMS e SPG pelo convite para a apresentação do trabalho. O autor agradece também ao engenheiro Luciano Filipe Campos pela colaboração na elaboração deste texto.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abramento, M. (1988) Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: fundamentos teóricos e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar. Dissertação de Mestrado, EPUSP.
- Aoki, N. (2008). Palestra “Dogma do Fator de Segurança”. SEFE VI, São Paulo, SP.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009). NBR 11.682, Estabilidade de Encostas.
- Bathurst, R.J., Miyata, Y. e Allen, T.M. (2010). Invited keynote paper, Facing displacements in geosynthetic reinforced soil walls. Earth Retention Conference 3 (ER2010), ASCE Geo-Institute, Washington.
- Briaud J.-L. (1992). The Pressuremeter, Taylor and Francis, London.
- British Standard. BS 8006-1 (2010): Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, London.
- CEN (2002) EN 1990 – Eurocode – Basis of structural design, Bruxelas.
- Engegraute (2016) Relatório de Tratamento de Solos – Tijuco Preto – 460/06/13.
- Hausmann, M. R. (1989) Engineering Principles of Ground Modification. McGraw-Hill College.
- Nicholson, P. G. (2014) Soil Improvement and Ground Modification Methods. Butterworth-Heinemann.
- Santos, A. R. (2004). A grande barreira da Serra do Mar: Da trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes, 1ª Edição, O Nome da Rosa, São Paulo.
- Wolle, C. M. (1988). Análise dos Escorregamentos Translacionais numa Região da Serra do Mar no Contexto de uma Classificação de Mecanismos de Instabilização de Encostas. Doutorado EPUSP.