

Estimativa de Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento de Solos a Partir de Sondagens SPT e Comparação com Resultados de Ensaios Triaxiais

Laura Guimarães Santana

Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil, lgsantana11@gmail.com

RESUMO: Este trabalho analisa as limitações existentes quanto à estimativa da resistência ao cisalhamento não drenado de argilas moles e do ângulo de atrito interno de solos arenosos a partir de correlações com resultados de sondagens de simples reconhecimento com medida de *SPT* comparadas a resultados de ensaios triaxiais em amostras indeformadas. Para tanto, foram realizados dois estudos de caso: o primeiro consiste em um projeto de fundação para expansão de indústria em Minas Gerais, onde foi observada presença de argila mole e executados sondagens *SPT* e ensaios do tipo não adensado não drenado. O segundo objeto de estudo foi o projeto da PCH Energia, no qual se analisaram resultados de ensaio triaxial adensado drenado e sondagem *SPT*, ambos realizados com material proveniente de camada de solo residual de arenito detectada na região da Área de Montagem. Observou-se que as correlações apresentaram menor dispersão para os valores de ângulo de atrito interno do material arenoso, apesar de não refletirem as peculiaridades de solos residuais, como intercepto de coesão não nulo. As diferenças entre os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios laboratoriais e estimados pelos ensaios de campo também foram avaliadas por meio de análises de estabilidade de talude provisório da PCH Energia, que permitiram identificar uma possibilidade de otimização da geometria do talude de escavação devido à consideração dos efeitos da cimentação de solos residuais, não repercutidos pelas correlações. Concluiu-se também que ambos os métodos considerados não são a melhor forma para determinar a resistência ao cisalhamento não drenado de argilas moles. Nesse aspecto, visando à manutenção da condição *in situ* do material, recomenda-se o ensaio de palheta para solos argilosos.

PALAVRAS-CHAVE: Sondagens *SPT*, Ensaios Triaxiais, Correlações.

1 INTRODUÇÃO

Segundo Quaresma *et al.* (1998), o ensaio de campo mais realizado na maioria dos países é a sondagem de simples reconhecimento com medida de *SPT* (*Standard Penetration Test*), normalizado no Brasil pela NBR 6484 (ABNT, 2001). Devido à sua simplicidade, rapidez e preço relativamente baixo, esse tipo de sondagem é frequentemente utilizado como única forma de reconhecimento do subsolo, tornando comum a aplicação de expressões para correlação dos resultados obtidos com índices necessários ao projeto, como tensões admissíveis e parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Por outro lado, o uso de amostras indeformadas e o maior controle executivo

levam a crer que ensaios laboratoriais fornecem informações mais representativas sobre o solo, apesar de serem mais caros e exigirem maior tempo para conclusão. Mostra-se pertinente, então, definir sob quais condições cada um desses métodos de reconhecimento fornece informações mais representativas sobre a condição *in situ* do material de interesse, bem como avaliar os resultados das expressões que os correlacionam.

Para possibilitar essa análise, foram realizados dois estudos de caso. O primeiro consiste em um projeto de fundação para expansão de indústria em Minas Gerais; o segundo utilizou informações do programa de investigação geológico-geotécnica da PCH Energia (nome fictício), localizada no Mato Grosso.

2 ESTUDO DE CASO 1

Para dimensionamento da fundação para ampliação de empresa localizada em Minas Gerais, foi elaborado um plano de investigação que previa a coleta de cinco blocos indeformados e a realização de sondagens *SPT* em suas proximidades. Amostras de quatro deles (Blocos 2 a 5) foram submetidas a ensaios triaxiais do tipo não adensado não drenado (*UU*).

Demais informações sobre o programa de sondagens e o respectivo projeto podem ser obtidas na dissertação de mestrado de Alves Filho (2010).

2.1 Sondagens de simples reconhecimento com medida de *SPT*

Segundo Schnaid (2000), a liberação manual do martelo durante a sondagem de simples reconhecimento com medida de *SPT*, prática comum no Brasil, implica em uma energia aplicada da ordem de 70% da energia teórica correspondente à situação de queda livre, principalmente devido às perdas por atrito. Contudo, os sistemas mecanizados utilizados nos EUA e na Europa garantem a aplicação de aproximadamente 60% da energia teórica. É recomendável, portanto, a correção de N_{SPT} para o valor padrão N_{60} quando da utilização de correlações americanas ou europeias para considerar o efeito da energia de cravação. Para essa correção, Schnaid sugere a seguinte expressão:

$$N_{60} = (N_{SPT} \times 0,70) / 0,60 \quad (1)$$

A Tabela 1 mostra os valores de N_{60} médios obtidos a partir de sondagens *SPT* realizadas nas proximidades dos blocos indeformados para sua profundidade de coleta (entre 1,60 m e 2,40 m). Nesse trecho, os boletins de sondagem descrevem o material como “argila siltosa de consistência muito mole a mole, cor vermelha muito escura” (Alves Filho, 2010).

2.2 Ensaios triaxiais do tipo *UU*

Em solos finos, como argilas e siltes, a baixa permeabilidade retarda a dissipação das

poropressões geradas durante um carregamento. Por isso, tendo em vista os sucessivos golpes do martelo durante a sondagem *SPT*, correlações com N_{SPT} são utilizadas para estimar a resistência ao cisalhamento não drenado de argilas.

Dessa forma, foram realizados ensaios do tipo *UU* (não adensado não drenado) em amostras provenientes de cada intervalo de 0,20 m entre 1,60 m e 2,40 m de profundidade. A Tabela 2 resume os valores de resistência ao cisalhamento não drenado obtidos para cada bloco ensaiado.

Tabela 1. Valores de N_{60} médios correspondentes ao intervalo de profundidade em que foram coletados os blocos indeformados.

Prof. (m)	N_{60}			
	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4	Bloco 5
1,00 a 2,00	5,0	2,0	4,3	5,5
2,00 a 3,00	3,5	2,0	4,0	4,0
Média	4,3	2,0	4,2	4,8
Desvio padrão	1,1	0,0	0,2	1,1

(Adaptado de Alves Filho, 2010).

Tabela 2. Valores de S_u obtidos por meio de ensaio do tipo *UU*.

Prof. (m)	S_u (kPa)			
	Bloco 2	Bloco 3	Bloco 4	Bloco 5
1,60	37,4	35,5	45,9	37,8
1,80	38,0	36,5	46,5	38,2
2,00	38,5	37,4	47,1	38,6
2,20	39,1	38,3	47,7	39,0
2,40	39,6	39,2	48,3	39,4
Média	38,5	37,4	47,1	38,6
Desvio padrão	0,9	1,4	1,0	0,6

(Adaptado de Alves Filho, 2010).

2.3 Estimativa da Resistência ao Cisalhamento Não Drenado de Argilas a Partir de Correlações com N_{60}

A Tabela 3 resume algumas das correlações disponíveis na Literatura para estimativa da resistência ao cisalhamento não drenado de argilas a partir de N_{60} . A Figura 1 retrata a aplicação dessas correlações e permite a comparação com os resultados dos ensaios triaxiais, que são representados em vermelho. O Bloco 3 foi desconsiderado por apresentar valores de N_{60} muito divergentes em relação aos outros blocos.

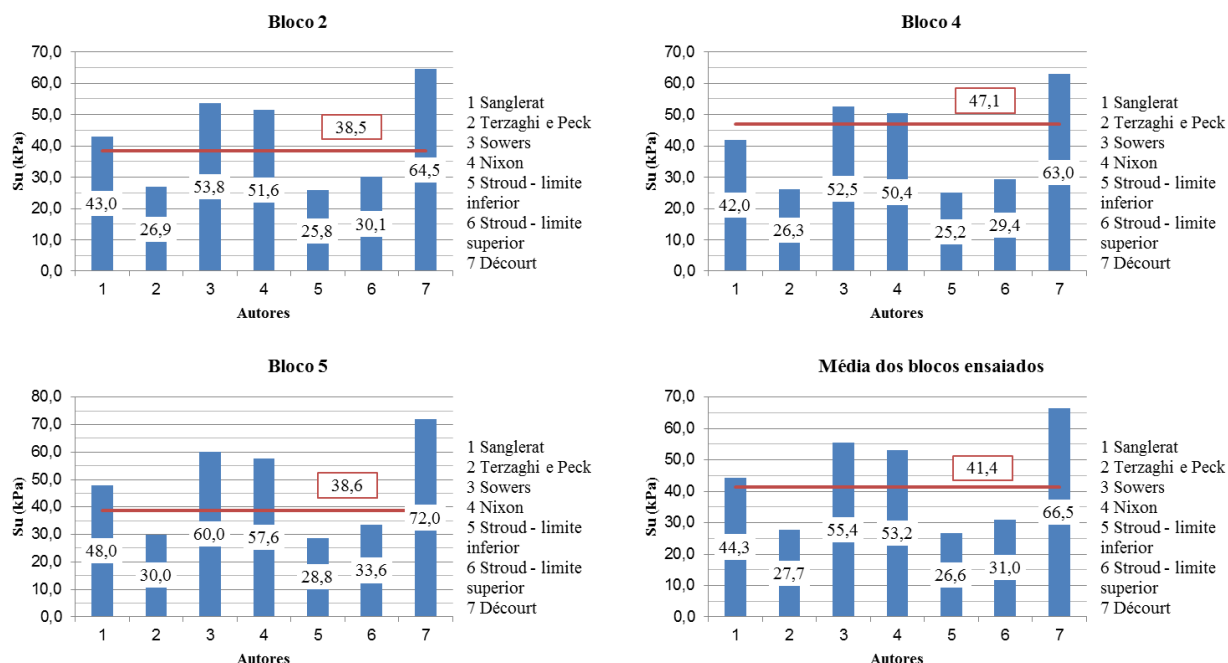


Figura 1. S_u estimados por correlações e determinados por ensaios triaxiais UU (linha vermelha).

Tabela 3. Correlações entre N_{60} e a resistência ao cisalhamento não drenado de argilas.

Autor	Correlação – S_u (kPa)
Sanglerat (1972)	$10 N_{60}$
Terzaghi e Peck (1967)	$6,25 N_{60}$
Sowers (1979)	$12,5 N_{60}$
Nixon (1982)	$12 N_{60}$
Stroud (1974)	$(6-7) N_{60}$
Décourt (1990)	$15 N_{60}$

(Adaptado de Nassaji e Kalantari, 2011)

Nota-se grande variação entre os valores estimados a partir das expressões dos autores relacionados, mesmo sendo todas elas teoricamente aplicáveis a argilas. As peculiaridades dos solos que fundamentaram essas correlações podem ser uma das razões para tal variação, tornando as condições para aplicação das expressões mais específicas.

Percebe-se também que, de forma geral, a correlação que mais se aproximou aos resultados dos ensaios triaxiais foi a de Sanglerat, sendo as correlações de Sowers, Nixon e Décourt as mais destoantes. Observa-se, entretanto, que o resultado da expressão de Nixon foi o mais próximo ao determinado por ensaio laboratorial para o Bloco 4, cujo comportamento foi peculiar: apesar de o valor de S_u obtido por ensaio UU ter sido o maior, o valor correspondente de N_{60} foi o menor.

Pinto (1998) ressalta, contudo, que o ensaio triaxial não adensado não drenado não é a melhor forma para obtenção da resistência ao cisalhamento não drenado. *In situ*, o solo está sujeito à atuação de tensão efetiva vertical, horizontal e poropressão, sendo que a retirada de uma amostra indeformada reduz suas tensões totais à zero. Em solos finos, a baixa permeabilidade retarda a drenagem e, consequentemente, a poropressão se torna negativa em um primeiro momento. Ao longo do tempo de estocagem da amostra, as poropressões não são mantidas, reduzindo a tensão confinante efetiva do corpo-de-prova e diminuindo sua resistência. Sugere-se, assim, que S_u seja determinado por meio de ensaios adensados não drenados, nos quais o readensamento seja feito sob as tensões efetivas atuantes em campo.

Conclui-se que, embora a obtenção do parâmetro S_u por meio do ensaio UU seja, à luz das considerações feitas, a favor da segurança, é preciso avaliar a aplicabilidade em campo dos valores obtidos, além de questionar a validade de correlações feitas a partir desse ensaio.

Outro ponto a ser considerado é a representatividade dos resultados de ensaios laboratoriais em argilas moles, como é o caso deste trabalho. Nesses solos, a retirada de amostras indeformadas de boa qualidade é

difícil, o que aumenta a importância da realização de ensaios *in situ* para determinação da resistência ao cisalhamento não drenado. De maneira análoga, essas mesmas características podem tornar os valores de N_{SPT} medidos nas sondagens irreais.

Uma alternativa para ensaio de campo é o *vane test* ou ensaio de palheta, normalizado pela NBR 10905 (ABNT, 1989), que relaciona medidas de torque do equipamento à resistência não drenada do solo, sendo essas feitas para as condições indeformada e amolgada da argila.

3 ESTUDO DE CASO 2

Durante a concepção do projeto da PCH Energia (nome fictício), localizada no Mato Grosso, foi elaborado um programa de investigação composto principalmente por sondagens de simples reconhecimento com medida de *SPT*, sondagens rotativas e mistas, além de poços de inspeção para coleta de amostras deformadas e indeformadas. Foram selecionados os resultados de uma sondagem *SPT* e de amostra coletada em um poço de inspeção, ambos executados na região prevista para a Área de Montagem, para comparação do resultado de ensaio triaxial com as estimativas feitas a partir de correlações com sondagens *SPT* em solos arenosos.

3.1 Sondagem de simples reconhecimento com medida de *SPT*

O boletim de sondagem *SPT* descreve o material amostrado como “solo coluvionar – granulometria argila, areia fina e silte”, até a 2,50 m de profundidade e “solo residual – areia fina com argila e silte” entre 2,50 m e 4,50 m de profundidade, sendo o material “impenetrável a lavagem” a partir desse ponto.

A Tabela 4 apresenta os valores de N_{SPT} obtidos nos primeiros três metros da sondagem. Foram feitas correções para a energia padrão de 60% e quanto ao nível médio de tensões, fator este influente sobre a resistência à penetração de solos granulares, como o detectado na sondagem (para informações sobre o método de

correção, ver correlação de Liao e Whitman *apud* Das, 2011).

Tabela 4. N_{SPT} obtidos durante a sondagem e correções quanto à energia padrão e ao nível de tensões.

Prof. (m)	N_{SPT}	N_{60}	σ'_{v0} (kPa)	$N_{1,60}$
1,0	2	2,3	15,24	6,0
2,0	8	9,3	30,65	16,9
3,0	14	16,3	50,03	23,1

3.2 Ensaios triaxiais do tipo *CD*

Para solos granulares, N_{SPT} pode ser correlacionado ao ângulo de atrito interno obtido por meio de ensaios do tipo adensado drenado (*CD*), visto que sua alta permeabilidade permite rápida dissipação das poropressões geradas durante a execução de sondagem *SPT*. Dessa forma, a partir dos resultados de ensaio *CD* realizado com amostra indeformada coletada a 3,00 m de profundidade (camada de solo residual com 77% de areia, segundo ensaio de caracterização), foram obtidas as trajetórias de tensões efetivas e a respectiva envoltória, cujo traçado é linear, como mostra a Figura 2.

Segundo Brand (1995 *apud* Chin e Sew, 2001), a cimentação das partículas em solos residuais, resultante de seus processos de formação, lhes confere estrutura e, consequentemente, valores não desprezíveis de interceptos de coesão. Assim, para baixos níveis de tensões ou até 100 kPa para Noor e Derahman (2011), suas envoltórias de resistência apresentam ligeira curvatura, tornando-se retilínea após atingir a sua tensão de cedência (tensão de quebra da estrutura do solo).

Foi traçada, então, uma envoltória curvilínea a partir dos Círculos de Mohr correspondentes à tensão desviadora máxima, conforme apresentado na Figura 3.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos com base em ambas as envoltórias são resumidos na Tabela 5. Devido ao baixo nível de tensões na camada amostrada (50 kPa, conforme Tabela 4), foi utilizado o trecho curvo para determinação dos parâmetros de resistência a partir dos Círculos de Mohr.

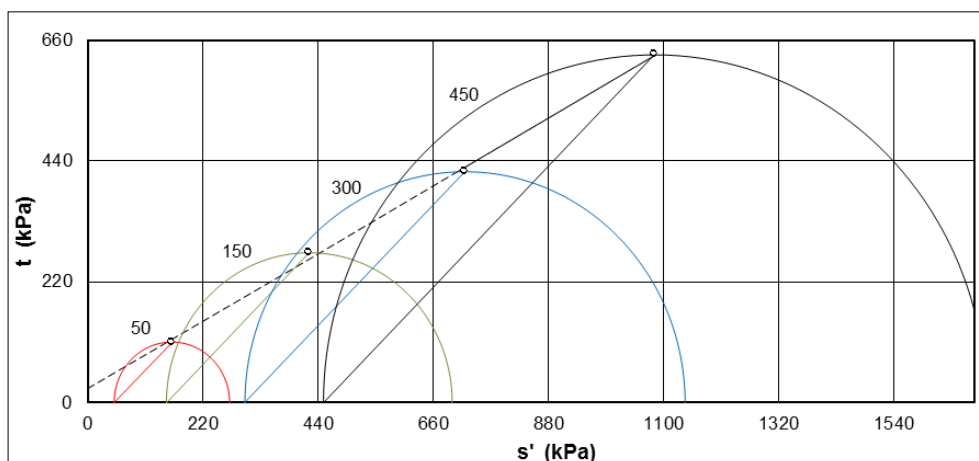


Figura 2. Trajetória de tensões efetivas e envoltória das trajetórias.

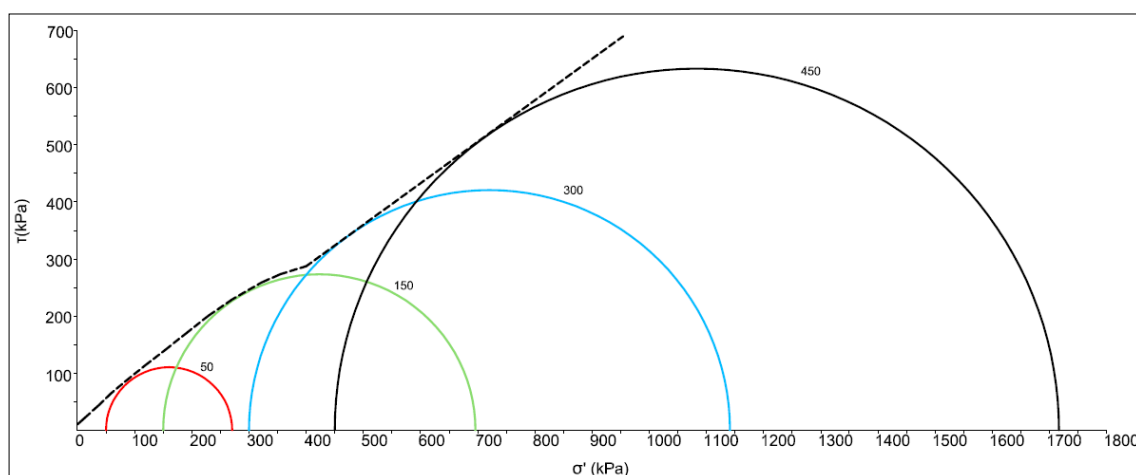


Figura 3. Tensão normal (σ') x Tensão cisalhante (τ) e envoltória de resistência de pico.

Tabela 5. Parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaio triaxial CD.

Parâmetros	Método de obtenção dos parâmetros	
	Correlação a partir da envoltória das trajetórias (linear)	Envoltória de resistência (curvilínea)
c' (kPa)	30	10
ϕ' (°)	34	40

Para permitir a escolha dos parâmetros de resistência a serem utilizados para comparação com as correlações, os resultados dos ensaios foram avaliados à luz de demais parâmetros encontrados na Literatura. Pinto (1993 *apud* Pinto, 1998), em amostras indeformadas de solos residuais, alcançou valores entre 5 e 50 kPa para o intercepto coesivo e entre 29° e 34° para o ângulo de atrito interno; Cruz (2004), em ensaios triaxiais realizados em solos

saprolíticos de fundações de diversas barragens brasileiras, obteve interceptos de coesão de até 86 kPa e ângulos de atrito de 20° a 38°.

Por isso, tratando-se de um solo residual, adotou-se 10 kPa para o intercepto de coesão e 34° para o ângulo de atrito.

3.3 Estimativa do Ângulo de Atrito Interno de Solos Arenosos a Partir de Correlações com N_{60}

A Tabela 6 apresenta algumas correlações existentes na Literatura para estimativa do ângulo de atrito interno de solos arenosos a partir de N_{60} . A Figura 4 retrata a aplicação dessas correlações e permite a comparação com o resultado de ensaio triaxial, que é representado em vermelho.

Tabela 6. Correlações entre N_{60} ou $N_{1,60}$ e o ângulo de atrito interno de areias.

Autor	Correlação – ϕ' (°)
Dunham (1954)	$(12 N_{60})^{0,5} + 20$
Ohsaki <i>et al.</i> (1959)	$(20 N_{60})^{0,5} + 15$
Peck <i>et al.</i> (1974)	$27,1 + 0,3 N_{1,60} - 0,00054 [N_{1,60}]^2$
Kulhawy e Mayne (1990)	$\tan^{-1} \left[\frac{N_{60}}{12,2 + 20,3 \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0,1}} \right)} \right]^{0,34}$
Hatanaka e Uchida (1996)	$[15,4 N_{1,60}]^{0,5} + 20$

(Adaptado de Hatanaka e Uchida, 1996 e Das, 2011).

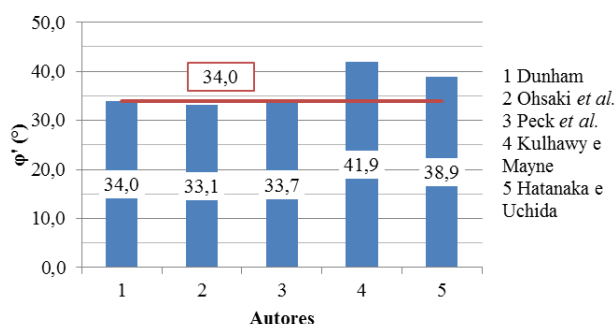


Figura 4. ϕ' estimados por correlações e determinados por ensaio triaxial CD (linha vermelha).

Observa-se que as correlações forneceram valores relativamente próximos para o ângulo de atrito interno do solo. Além disso, os resultados de Dunham, Osaki e Peck foram muito próximos ao obtido no ensaio triaxial CD. Esses são indícios de que correlações com N_{60} sejam uma boa forma para estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares em etapas preliminares de projeto. Tendo em vista o fato de esses solos não apresentarem problemas quanto à geração de poropressões durante as sondagens, como ocorre em solos finos, sugere-se ainda que os valores estimados por essas expressões possam ser relacionados às suas condições *in situ*.

Para avaliar o efeito da escolha de parâmetros de resistência com base em correlações e ensaios laboratoriais, foram realizadas duas análises de estabilidade de uma seção de escavação na região da Área de Montagem da PCH Energia.

A Tabela 7 mostra os parâmetros de resistência considerados. Para as camadas de colúvio e arenito, adotaram-se valores estabelecidos em análises de estabilidade realizadas anteriormente para a PCH Energia. A

Análise 1, cujo resultado pode ser visto na Figura 5, utilizou a média dos resultados estimados por correlações e, por isso, apresenta intercepto de coesão nulo, já que N_{60} não é correlacionado a c' de materiais arenosos; na Análise 2 (Figura 6), aplicaram-se os parâmetros determinados a partir do ensaio CD.

Tabela 7. Parâmetros de resistência adotados nas análises de estabilidade.

Material		Colúvio	Solo residual	Arenito
		CO	SR	ARE
γ (kN/m ³)		16	20	22
c' (kPa)	Análise 1	5	0	250
	Análise 2	5	10	250
ϕ' (°)	Análise 1	30	36	35
	Análise 2	30	34	35

(Adaptado de PCH Energia, 2011).

Nota-se que os resultados são satisfatórios quanto aos fatores de segurança, visto que o mínimo estabelecido pela Eletrobrás para taludes provisórios é 1,3. Entretanto, os valores obtidos diferiram bastante entre si: na Análise 1, o Fator de Segurança mínimo foi de 1,68 e na Análise 2, 2,34. Para taludes com geometria mais crítica, com maior inclinação ou altura, esses resultados indicam que o uso dos parâmetros da Análise 1 poderia gerar coeficientes de segurança inferiores ao mínimo exigido. Observa-se, assim, uma limitação das correlações para solos residuais granulares, pois não é possível estimar seus interceptos de coesão a partir de N_{60} . Apesar de essa condição ser considerada a favor da segurança, abre espaço para otimizações de projetos, como é o caso do talude analisado, que poderia ter sua inclinação aumentada.

Porém, é preciso ter cautela quanto à consideração do intercepto de coesão dos solos residuais em análises de estabilidade. Como já dito, esse parâmetro tem valor não nulo devido à estrutura resultante da cimentação desses solos, mas sua influência é restrita a níveis de tensões inferiores à tensão de cedência. Cruz (2004) ressaltava ainda que a saturação de solos residuais pode levar à perda da estrutura e, conseqüentemente, de resistência.

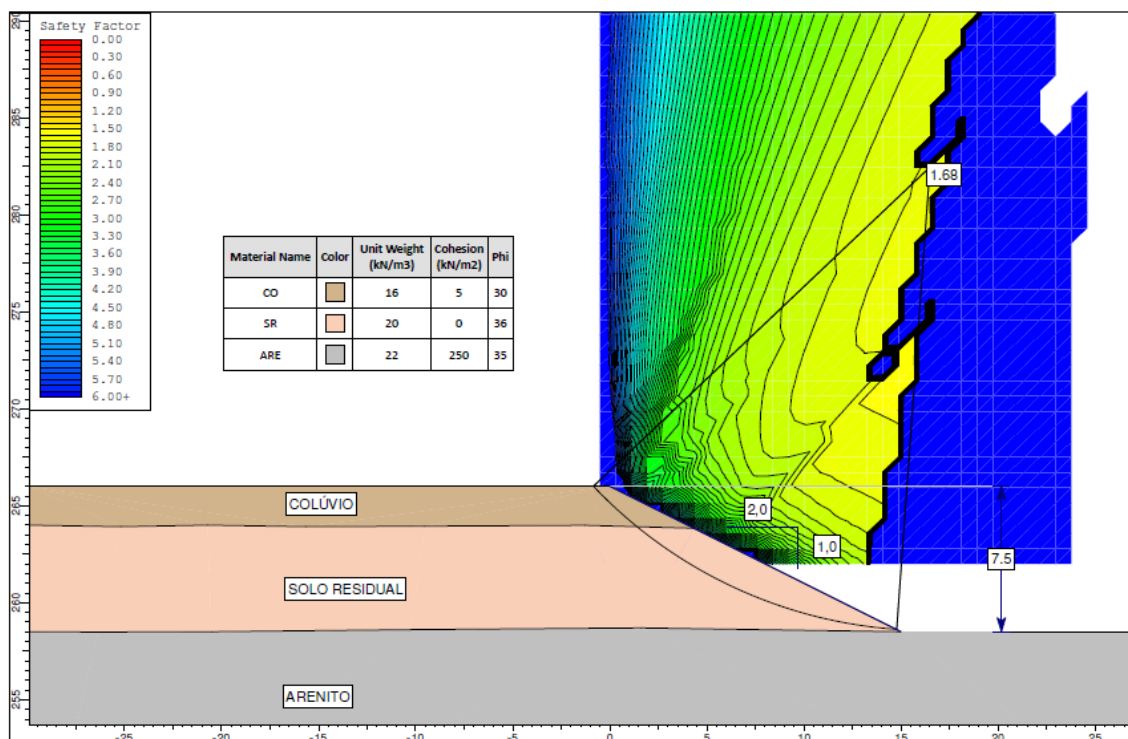


Figura 5. Resultado da Análise de Estabilidade 1 – parâmetros estimados a partir de correlações com sondagem SPT.

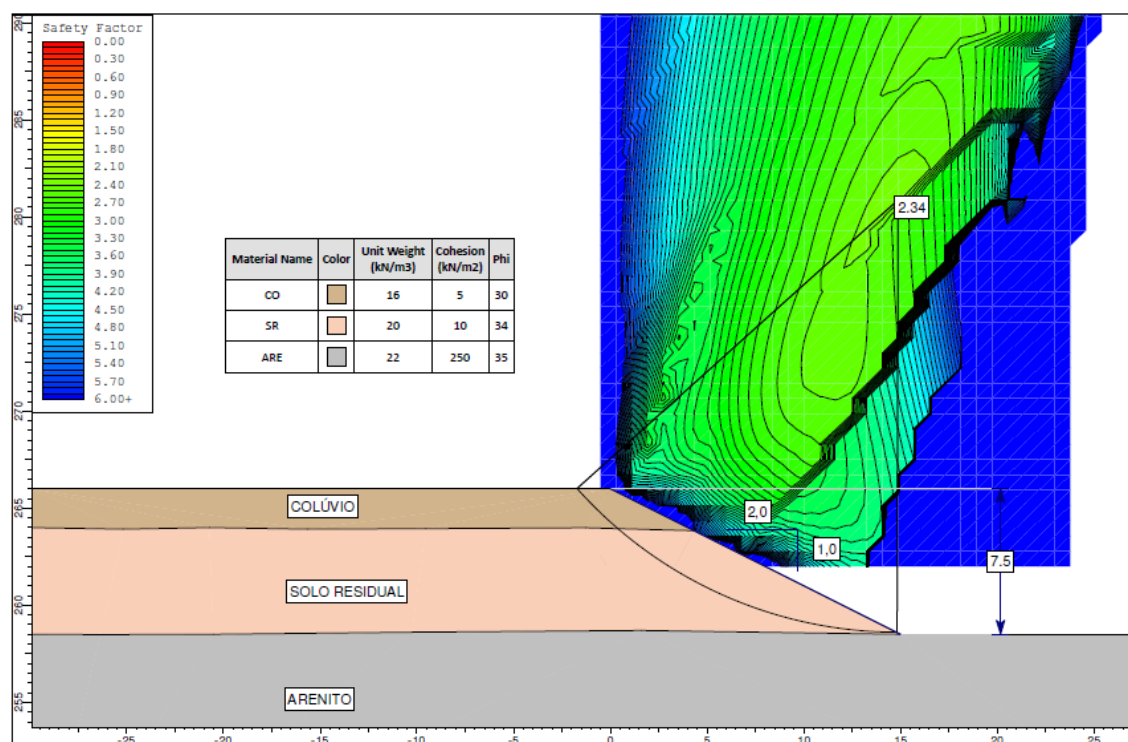


Figura 6. Resultado da Análise de Estabilidade 2 – parâmetros determinados a partir de ensaio CD.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho permitiu definir algumas limitações a serem consideradas ao estimar parâmetros de resistência ao cisalhamento dos

solos – intercepto de coesão e ângulo de atrito interno – a partir de correlações com sondagens de simples reconhecimento com medidas de SPT, bem como avaliar a aplicabilidade dos resultados de ensaios triaxiais.

Observou-se que, especificamente para o caso de argilas, tanto as sondagens *SPT* quanto os ensaios triaxiais *UU* modificam a condição *in situ* do solo, pois não há controle das poropressões geradas durante a sondagem ou dissipadas durante a estocagem das amostras. Por isso, outros testes, como o ensaio de palheta, devem ser utilizados para obtenção de valores de S_u mais condizentes com a realidade.

Para solos granulares, as correlações apresentaram variação bem menor do que quando aplicadas a argilas e se mostraram próximas aos resultados dos ensaios *CD*, indicando a possibilidade de seu uso para estimativa de ϕ' durante etapas preliminares de projeto. Notou-se, contudo, que tais correlações não permitem estimar o intercepto de coesão de solos residuais, que assume valor não nulo devido aos efeitos de cimentação sob baixo nível de tensões.

É válido ressaltar ainda a importância de conhecer quais correções o autor da correlação considerou em relação ao N_{SPT} para estimar o parâmetro de resistência, como nível de tensões e energia aplicada. Nesse aspecto, também é preciso verificar o quão específico foi o seu estudo para avaliar a possibilidade de aplicação. É recomendável, portanto, analisar o resultado proveniente de diversas expressões para, a partir de outras informações, como análise tátil-visual, empreendimentos com materiais semelhantes e estudos geológicos, definir qual valor será adotado inicialmente em projeto.

REFERÊNCIAS

- ALVES FILHO, C. E. S. (2010) *Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos de argilas compressíveis com utilização do penetrômetro dinâmico leve*, Dissertação de Mestrado, Mestrado Profissional em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, 101 p.
- CHIN, T. Y. e SEW, G. S. (2001) The determination of shear strength in residual soils for slope stability analysis, *Seminar Cerun Kebangsaan*, Cameron Highlands, Malásia.
- CRUZ, P. T. (2004) *100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto*, 2 ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 648 p.
- DAS, B. M. (2011) *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*, 7 ed., Cengage Learning, São Paulo, SP, Brasil, 610 p.
- HATANAKA, M. e UCHIDA, A. (1996) Empirical correlation between penetration resistance and

internal friction angle of sandy soils, *Soils and Foundations*, JGS, Vol.36, p. 1-9.

- NASSAJI, F. e KALANTARI, B. (2011) SPT capability to estimate undrained shear strength of fine-grained soils of Tehran, Iran, *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, EJGE, Vol. 16, p. 1229-1238.
- NOOR, M.J. e DERAHMAN, A. (2011) Curvi-linear shear strength envelope for granitic residual soil grade VI, *Unsaturated Soils: Theory and Practice*, AP-UNSAT, Pattaya, Tailândia, p. 227-232.
- PCH ENERGIA. (2011) *Campanha de investigação geológico-geotécnica – Programação e resultados*. Belo Horizonte, MG, Brasil.
- PINTO, C. S. (1998) Propriedades dos solos, *Fundações – Teoria e prática*, 2 ed., Pini, São Paulo, SP, Brasil, 758 p.
- QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, Artur R., ALMEIDA, M. S. S. e DANZIGER, F. (1998) Investigações geotécnicas, *Fundações – Teoria e prática*, 2 ed., Pini, São Paulo, SP, Brasil, 758 p.
- SCHNAID, F. (2000) *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*, Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 189 p.