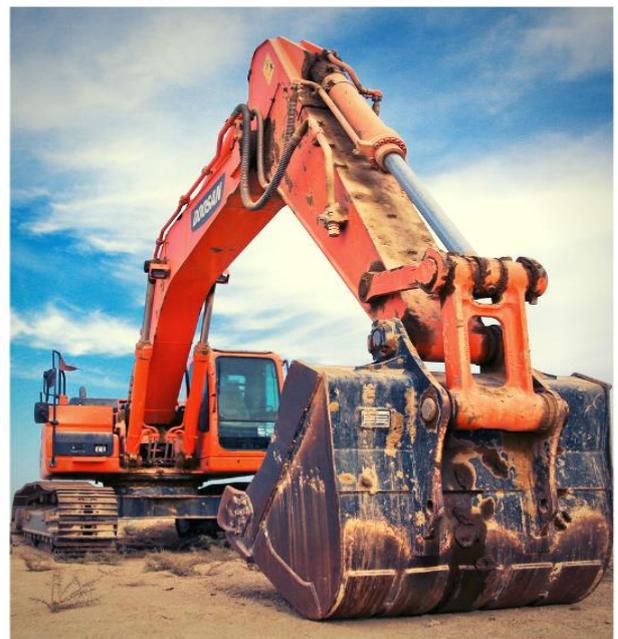
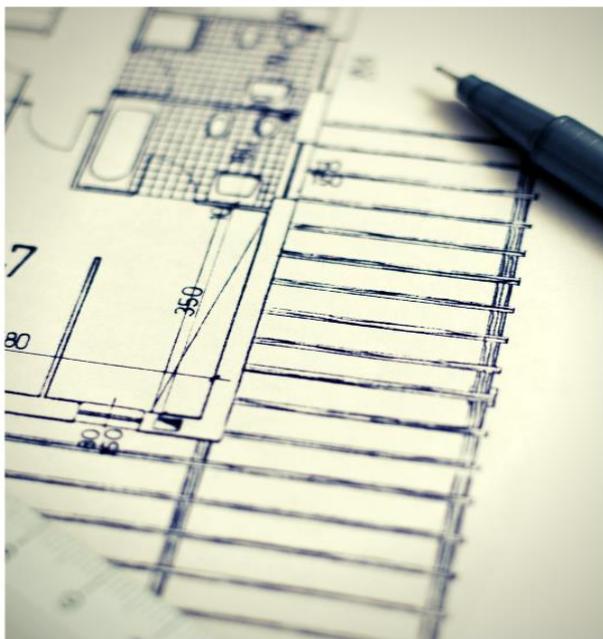


PLÍNIO FERREIRA PIRES

ENGENHARIA E GEOTECNIA

PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS



VOLUME III



EDITORA CONHECIMENTO LIVRE

Plínio Ferreira Pires

Engenharia e Geotecnia: princípios fundamentais

3ª ed.

Piracanjuba-GO
Editora Conhecimento Livre
2020

3ª ed.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Pires, Plínio Ferreira
P638E Engenharia e Geotecnia: princípios fundamentais /
Plínio Ferreira Pires. – Piracanjuba-GO
Editora Conhecimento Livre, 2020

462 f.: il

DOI: 10.37423/2020.edcl27

ISBN: 978-65-86072-34-1

Modo de acesso: World Wide Web

Incluir Bibliografia

1. engenharia civil 2. geotecnia 3. pesquisa I. Pires, Plínio Ferreira II. Título

CDD: 624

<https://doi.org/10.37423/2020.edcl27>

O conteúdo dos artigos e sua correção ortográfica são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

EDITORA CONHECIMENTO LIVRE

Corpo Editorial

Dr. João Luís Ribeiro Ulhôa

Dra. Eyde Cristianne Saraiva-Bonatto

MSc. Anderson Reis de Sousa

MSc. Frederico Celestino Barbosa

MSc. Carlos Eduardo de Oliveira Gontijo

MSc. Plínio Ferreira Pires

Editora Conhecimento Livre

Piracanjuba-GO

2020

Sumário

CAPÍTULO 1.....	5
FUNDAÇÃO EM RADIER SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO PELA INCORPORAÇÃO DE COLUNAS DE AREIA: UMA ABORDAGEM TEÓRICO-PRÁTICA	5
DOI: 10.37423/200500816	5
CAPÍTULO 2.....	16
Comportamento Geotécnico do Compósito Solo-Fibras de Sisal Impermeabilizadas com CAP e Resistência a Biodegradação Microbiana.....	16
DOI: 10.37423/200500835	16
CAPÍTULO 3.....	32
ESTUDO PARAMÉTRICO DO FORMATO DAS ZONAS PLASTIFICADAS EM TORNO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS.....	32
DOI: 10.37423/200500842	32
CAPÍTULO 4.....	47
AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DE OBRAS DE CONTENÇÃO. CASO DE ESTUDO.	47
DOI: 10.37423/200500843	47
CAPÍTULO 5.....	62
ANÁLISE DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE UM LODO DA INDÚSTRIA DE PAPEL BAIXO DIFERENTES UMIDADES DE COMPACTAÇÃO.....	62
DOI: 10.37423/200500852	62
CAPÍTULO 6.....	75
EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS SOLOS PARA TRÊS BLOCOS DE FUNDAÇÃO ANALISADOS COMO RADIER ESTAQUEADO	75
DOI: 10.37423/200500858	75
CAPÍTULO 7.....	91
AVALIAÇÃO DA EFICÁCIA DE PISOS DRENANTES FRENTE À PRESENÇA DE ÁGUA.....	91
DOI: 10.37423/200500870	91

CAPÍTULO 8.....	107
ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA DE COMPRIMENTOS VARIADOS EM SOLOS LATERÍTICOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS.....	107
DOI: 10.37423/200500874	107
CAPÍTULO 9.....	121
RELAÇÃO ENTRE ALTERAÇÃO HIDROTERMAL E A ESTABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS. ESTUDO DE CASO EM TÚNEL NA CIDADE DO RIO DE JANEIRO.....	121
DOI: 10.37423/200500877	121
CAPÍTULO 10.....	135
DETERMINATION OF CONSOLIDATION PROPERTIES IN THE TAILING DAM FORMATION	135
DOI: 10.37423/200500878	135
CAPÍTULO 11.....	149
ESTIMATIVA DE RECALQUE DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A PARTIR DA TEORIA DA VISCOELASTICIDADE LINEAR	149
DOI: 10.37423/200500879	149
CAPÍTULO 12.....	164
LEVANTAMENTOS GEOELÉTRICOS AZIMUTAIS EM MODELOS REDUZIDOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS FRATURADOS	164
DOI: 10.37423/200500881	164
CAPÍTULO 13.....	179
PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA DE UM SOLO COLUVIONAR NÃO SATURADO DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE	179
DOI: 10.37423/200500884	179
CAPÍTULO 14.....	196
CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO DE DIFERENTES PERCENTAGENS DE FINOS.....	196
DOI: 10.37423/200500886	196
CAPÍTULO 15.....	212
ESTUDO DA CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA MECÂNICA E VELOCIDADE ULTRASSÔNICA EM ARQUITETURA DE TERRA	212
DOI: 10.37423/200500890	212
CAPÍTULO 16.....	225

RELEVÂNCIA DA METODOLOGIA MCT NA CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS.....	225
DOI: 10.37423/200500892	225
CAPÍTULO 17.....	235
ANÁLISE DE AGRUPAMENTOS APLICADA À PARÂMETROS GEOMECÂNICOS COM VISTAS À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE MINA	235
DOI: 10.37423/200500893	235
CAPÍTULO 18.....	248
ESTUDOS DE RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES E CORRELAÇÕES OBTIDAS DA LITERATURA TÉCNICA APLICADOS A UM TALUDE RODOVIÁRIO: COMPARAÇÃO DE RESULTADOS COM MÉTODOS ANALÍTICOS TRADICIONAIS.	248
DOI: 10.37423/200500898	248
CAPÍTULO 19.....	264
CARACTERIZAÇÃO DO BACKFILL CIMENTADO PARA A MINA AGUILAR	264
DOI:10.37423/200500903.....	264
CAPÍTULO 20.....	277
ESTUDO DAS ALTERAÇÕES DA PERMEABILIDADE EM ROCHAS CARBONÁTICAS SINTÉTICAS SUBMETIDAS À INJEÇÃO DE FLUIDOS REATIVOS.....	277
DOI: 10.37423/200500908.....	277
CAPÍTULO 21.....	292
APLICAÇÃO DO MÉTODO GROUND PENETRATING RADAR (GPR) NO MAPEAMENTO GEOESTRUTURAL DE CAVIDADES NATURAIS SUBTERRÂNEAS EM TERRENOS FERRÍFEROS – ESTUDO DE CASO DA MINA N4E, CARAJÁS	292
DOI: 10.37423/200500910.....	292
CAPÍTULO 22.....	302
ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE EM UM TALUDE NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE.....	302
DOI: 10.37423/200500922	302
CAPÍTULO 23.....	315
APLICAÇÃO E VOLATILIZAÇÃO DO 2,4-D NA SUPERFÍCIE DE SOLOS EM DIFERENTES HORÁRIOS.....	315
DOI: 10.37423/200500926	315
CAPÍTULO 24.....	330
CPR GROUTING: AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA TÉCNICA NO ENRIJECIMENTO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS.....	330
DOI: 10.37423/200500955	330
CAPÍTULO 25.....	347

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA COMUNIDADE CÓRREGO DA AREIA, MUNICÍPIO DE ABREU E LIMA – PE, COM ÊNFASE EM PROBLEMAS DE EROÇÃO.	347
DOI: 10.37423/200500957	347
CAPÍTULO 26.....	362
VALORES DO PARÂMETRO DE POROPRESSÃO B EM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE	362
DOI: 10.37423/200500958	362
CAPÍTULO 27.....	374
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO LATERÍTICO QUANDO MISTURADO COM A CAL HIDRATADA PARA USO EM BARRAGENS.....	374
DOI: 10.37423/200500973	374
CAPÍTULO 28.....	388
ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA CURTA EM TERRAÇOS MARINHOS NA CIDADE DE JOÃO PESSOA	388
DOI: 10.37423/200500974	388
CAPÍTULO 29.....	403
ESTACA PILOTO INSTRUMENTADA – UMA FERRAMENTA DE CAMPO PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS.....	403
DOI: 10.37423/200500976	403
CAPÍTULO 30.....	415
ESTUDO DE UM SOLO COLAPSÍVEL NO MUNICÍPIO DO CRATO-CE.....	415
DOI: 10.37423/200500979	415
CAPÍTULO 31.....	427
AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES NATURAIS NA ÁREA URBANA DA CIDADE DE ILHA SOLTEIRA (SP).....	427
DOI: 10.37423/200500998	427
CAPÍTULO 32.....	442
O USO DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NA DETERMINAÇÃO DE DILUIÇÃO NÃO PLANEJADA EM MÉTODOS DE LAVRA SUBTERRÂNEA OPEN STOPE	442
DOI: 10.37423/200501015	442

Capítulo 1

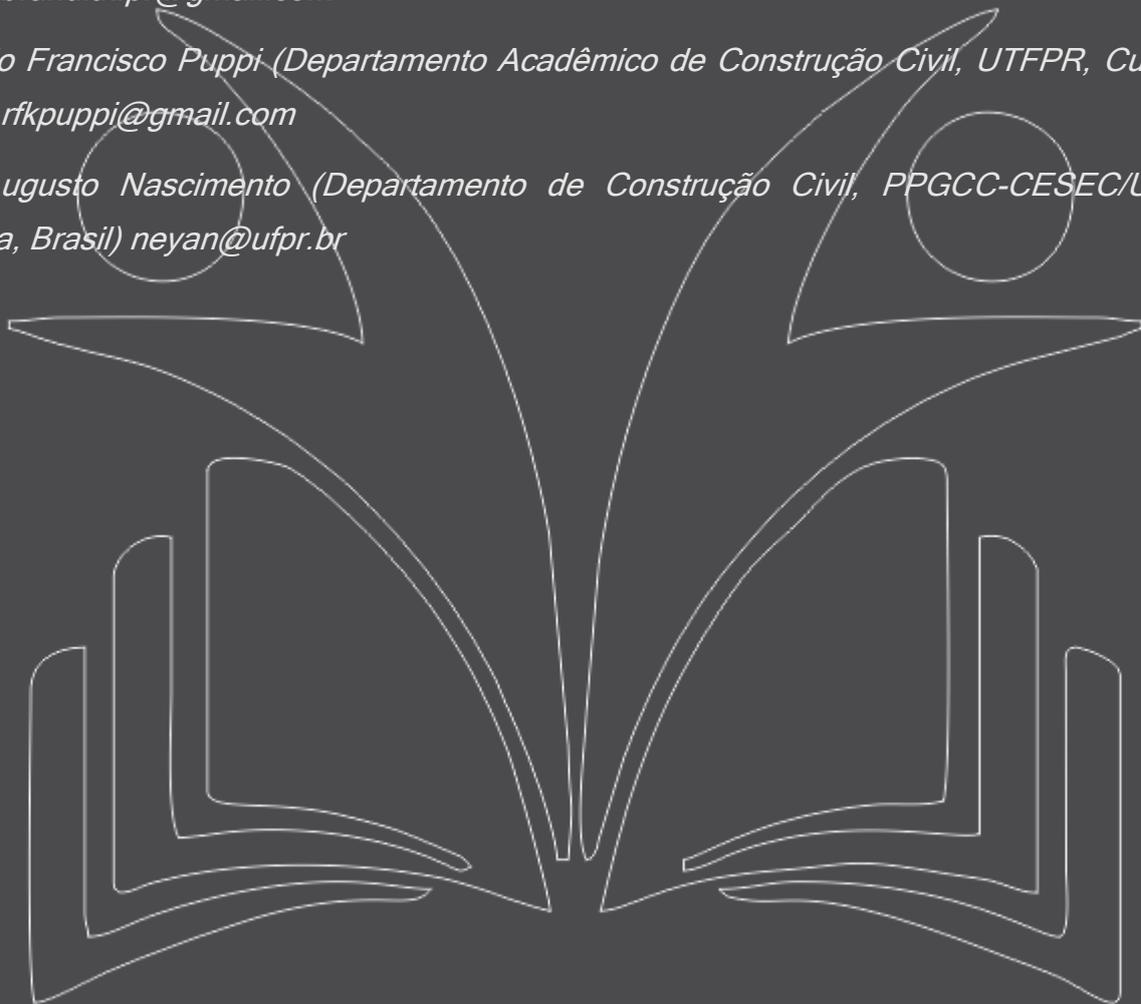
FUNDAÇÃO EM RADIER SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO PELA INCORPORAÇÃO DE COLUNAS DE AREIA: UMA ABORDAGEM TEÓRICO-PRÁTICA

[DOI: 10.37423/200500816](https://doi.org/10.37423/200500816)

José Luiz Gonçalves Brandi (Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR, Curitiba, Brasil) brandiutfpr@gmail.com

Rogério Francisco Puppi (Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR, Curitiba, Brasil) rfkpuppi@gmail.com

Ney Augusto Nascimento (Departamento de Construção Civil, PPGCC-CESEC/UFPR, Curitiba, Brasil) neyan@ufpr.br



RESUMO: A técnica da inserção de colunas de areia tem sido amplamente utilizada com a finalidade de melhorar características de suporte e compressibilidade de solos argilosos de baixa consistência. Nesse sentido, o presente trabalho pretende discutir e avaliar aspectos quantitativos decorrentes dessa técnica, de forma a contribuir para o entendimento de como funciona o compósito solo/reforço. Para tanto, dois modelos são apresentados, um deles analítico utilizando o conceito de "unit cell", e o outro numérico, a partir do método dos elementos finitos no regime elástico linear. Buscando obter informações reais e que atendam às necessidades de custo/benefício, essas quase sempre preponderantes na decisão de utilizar ou não técnicas alternativas para reforço de solos geotecnicamente problemáticos, tanto aspectos relacionados à rigidez relativa entre colunas de areia e solo natural, quanto índice de área, compressibilidade e módulo de deformação são considerados, dentre outros.

PALAVRAS-CHAVE: Radier, Reforço, Solo Mole, Modelagem, Recalque.

1 INTRODUÇÃO

As inferências imediatas para a melhoria evidente do comportamento de solos moles quando reforçados pela incorporação de colunas constituídas por materiais mais rígidos passam, primariamente, pelo aumento do módulo de elasticidade do conjunto. Considerando cenários extremos, se a relação entre os módulos da coluna e do solo natural for unitária ou o índice de área for nulo, nenhum acréscimo será obtido. Contrário senso, a partir do aumento do módulo do material de reforço, com índices de área considerados, a melhoria ocorrerá sob o aspecto qualitativo. A avaliação quantitativa, capaz de validar ou mesmo viabilizar a utilização da presente técnica, depende de uma série de variáveis a serem observadas e definidas. Por exemplo, sabe-se que as condições de rigidez relativa entre a estrutura de fundação e o solo de contato interferem tanto na distribuição das tensões quanto no perfil dos recalques. Além, a incorporação de materiais mais rígidos modifica essa distribuição e esse é um aspecto de difícil avaliação nas condições de contorno reais, quase sempre diferentes das adotadas em modelos numéricos ou analíticos simplificados. Como exemplo, cita-se a definição das condições de rigidez de topo e base das colunas onde, normalmente, adota-se um modelo onde as colunas se apóiam em base rígida e essa premissa afasta-se das condições ótimas, pois colunas flutuantes seriam mais baratas e deveriam ou poderiam bem cumprir a função de reforço. Experimentos demonstram que as tensões verticais nas colunas crescem com a profundidade e alcançam um máximo a poucos metros abaixo do nível do terreno, decrescendo imediatamente (Baker, 2000). Tensões radiais, provenientes também do processo executivo das colunas, podem alterar as condições de adensamento, sobretudo quando o afastamento entre colunas é de pequena magnitude. Nesse sentido, se por um lado a utilização de índices de área elevados reduz recalques e tanto melhora as condições de suporte quanto reduz a concentração de tensões, por outro intensifica o processo de adensamento além de aumentar o custo da solução. Igualmente, se por um lado o aumento da relação entre os módulos aumenta o módulo médio, também reduzindo recalques e aumentando a capacidade de suporte, por outro aumenta a concentração de tensões nas colunas (Baker, 2000). Estabelecer as bases para que o reforço seja projetado de forma eficiente, de tal forma a conjugar favoravelmente todos os aspectos envolvidos faz parte, por certo, dos inúmeros estudos já realizados e ainda em produção para tal fim. Refere-se, de forma especial, ao carregamento de dois radiers apoiados superficialmente sobre argila mole, fundo de vale do Rio Belém localizado no campus da PUCPR e que corta a parte central da cidade de Curitiba. Carregamentos uniformes graduais e o acompanhamento contínuo de recalques por aproximadamente quatro meses, sempre referenciados ao bench mark (NBR 9061), foram produzidos (Figura 1).



Figura 1. Radier com carregamento de 14,71 kPa.

Para um dos radiers utilizou-se o terreno argiloso mole no seu estado natural e, para o outro, foram executadas colunas curtas de areia como reforço do subleito (Brandi, 2004).

Tal sistemática de melhoria do perfil geotécnico existente vem sendo aplicada há muito tempo. Na região Nordeste do Brasil, por exemplo, comumente se melhora a qualidade de perfis litorâneos arenosos de baixa compactidade com a inserção de estacas de compactação (Soares, 2002). Minette et al. (1994) afirmam que *“...a substituição parcial do solo natural pela introdução em pontos localizados de volumes de materiais granulares, reduz sobremaneira os recalques e aumenta consideravelmente a capacidade de carga do maciço tratado.”* A Tabela 1 evidencia os valores dos recalques médios medidos topograficamente ao longo do tempo.

Tabela 1 - Recalques em mm

Carregamento		Pressão uniforme: 14,71 kN/m ²	
Radiers		Radier 1 ¹	Radier 2 ²
Pino	Posição	Recalque	Recalque
P1	canto	3,00	1,20
P2	meio	2,60	1,50
P3	canto	2,60	1,00
P4	meio	1,40	1,20
P5	canto	2,10	1,50
P6	meio	2,20	0,40
P7	canto	2,70	1,30
P8	meio	2,10	0,40
P9	centro	1,60	0,90
Δh_m^3	(mm)	2,26	1,04

¹Sobre solo natural, ²Sobre solo reforçado, ³Recalque médio.

Para a caracterização mais geral da areia, utilizada nas colunas de reforço do perfil de solo mole, foram coletadas aleatoriamente, em obras civis na cidade de Curitiba, três amostras em pilhas estocadas nas próprias obras. Cerca de 3 kg a 4 kg de cada local foram misturados, formando uma amostra de aproximadamente 10 kg, de onde corpos de prova para ensaio de adensamento e massa específica

dos grãos sólidos foram obtidos. Assim, material arenoso representativo de uma “areia média” da região de Curitiba foi definido.

Ao se preparar o ensaio de adensamento, que indicou módulos de deformação confinados conforme os níveis de tensão aplicados, colocou-se a areia de modo a mantê-la fofa. Para tal, uma média de diversas tentativas de preenchimento do anel de adensamento foi calculada, tendo-se assim adotado número considerado representativo nessa condição de compactidade (MB 3336).

O peso específico aparente do corpo de prova no anel indicou valor de $17,02 \text{ kN/m}^3$, com teor de umidade médio de 0,30% e densidade dos grãos igual a 2,649. Os módulos de deformação confinados, tomados como indicativos do comportamento da areia fofa nas colunas, acusaram variação de 1,55 MPa a 3,43 MPa no intervalo de 5 kPa a 40 kPa de tensão normal.

Considerando que a recomendação executiva para apiloamento das colunas vem sendo feita e seguida nos canteiros de obra (Nascimento, 2009), foi decidido adotar-se um módulo de deformação superior ao obtido no ensaio quando em estado fofo. Assim, foi admitido como adequado para a condição real o valor de 10 MPa.

2 OBJETIVO

Contribuir para o crescente entendimento de como funciona o maciço reforçado pela técnica da inserção de colunas de areia, elementos mais rígidos se comparados com o solo predominantemente argiloso mole, quando carregado superficialmente por estrutura de fundação do tipo radier plano. Simulando uma realidade típica de fundação para edificações de pequeno porte, por exemplo, habitações de interesse social ou mesmo estruturas enterradas, baixos níveis de carregamento uniforme são considerados e condições de contorno, rigidez relativa entre a estrutura de fundação e solo, dimensão das colunas e índice de área definidos. Assim, através de rotinas baseadas em dois modelos, um analítico, muito simplificado nesse momento, sem adotar todas as condições originais, por exemplo, na condição de apoio das colunas e sem as considerações de adensamento tanto radial quanto unidimensional, e outro numérico (MEF), busca-se analisar a interação solo-estrutura e apresentar resultados e conclusões que possam servir de apoio à utilização da presente técnica, nas condições aqui apresentadas ou próximas dessas.

3 MODELO ANALÍTICO

Baseado no conceito de “unit cell”, o modelo é utilizado para avaliação de recalques e tensões provenientes do carregamento aplicado. Para uma correta estimativa dos recalques devidos a

aplicação da carga estática transmitida pela estrutura de fundação, precisa-se conhecer a relação de concentração de tensões e a sua variação em profundidade. Em solos homogêneos, a distribuição de tensões é calculada assumindo que o solo é um material elástico linear. *Este sistema insere-se no caso onde a área carregada é grande quando comparado com a profundidade de forma que o aumento de tensão vertical na coluna e no solo circundante é constante com profundidade.*

A seguir apresenta-se uma rotina destinada a calcular tensões e recalques, considerando um radier quadrado, admitido flexível e apoiado em solo predominantemente argiloso mole, elástico linear, reforçado pela inserção de colunas de areia. As principais variáveis utilizadas são:

- B: menor dimensão do radier
- L: maior dimensão do radier
- N: número de colunas
- d: diâmetro da coluna
- d_e : diâmetro equivalente
- a_s : índice de área
- σ_v : tensão normal aplicada pelo radier
- E_c : módulo de deformação da coluna
- E_s : módulo de deformação do solo
- E_m : módulo de deformação médio
- ε_z : deformação específica
- Δh : recalque da célula
- σ_c : tensão normal na coluna
- σ_s : tensão normal no solo
- n: índice de rigidez relativa

a) Diâmetro equivalente

$$d_e = \sqrt{\frac{4 \times L \times B}{N \times \pi}} \quad (1)$$

b) Índice de área

$$a_s = \left(\frac{d_{col}}{d_{e\,célula}}\right)^2 \quad (2)$$

c) Módulo de deformação médio

$$E_m = a_s E_c + (1 - a_s) E_s \quad (3)$$

d) Deformação específica do conjunto

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_v}{a_s \times E_c + (1 - a_s) E_s} \quad (4)$$

e) Índice de rigidez relativa

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (5)$$

f) Tensão normal na coluna

$$\sigma_c = \frac{n \sigma_v}{1 + a_s (n - 1)} \quad (6)$$

g) Tensão normal no solo

$$\sigma_s = \frac{\sigma_v}{1 + a_s (n - 1)} \quad (7)$$

h) Recalque da célula

$$\Delta h = \frac{\sigma_c}{E_c} \times L_c = \frac{\sigma_s}{E_s} \times L_s \quad (8)$$

3.1 APLICAÇÃO

As especificações e resultados do modelo de solo reforçado encontram-se nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Especificações do modelo analítico

B = L (m)	d (cm)	a _s (%)	d _e (m)	σ _v (kPa)	E _c (MPa)	E _s (MPa)
4	20	5	0,90	20	10	2,5

Tabela 3 – Resultados

E _{med} (MPa)	ε _z (%)	Δ h (cm)	σ _c (kPa)	σ _s (kPa)
2,88	0,70	0,70	70	17

4 MODELO NUMÉRICO - MEF

O modelo a seguir descrito foi desenvolvido com o uso do programa SAP 2000 (2004), empregando unicamente elementos sólidos, em forma de paralelepípedos, de oito nós, e com comportamento elástico linear. A malha empregada para representar o radier de (4×4) m² de área em planta, aproveitou a dupla simetria de geometria e de carregamento, modelando-se um quarto da área da placa e do terreno de fundação envolvido. O terreno de fundação foi modelado por meio de 2704 elementos e o radier por 64 elementos sólidos.

O perfil do terreno foi representado com 4 metros de solo mole sobrepostos a 8 m de solo de maior resistência, correspondendo ao material argiloso, ou silto-argiloso, da formação Guabirotuba, mais consistente.

As colunas de areia de 20 cm de diâmetro, do modelo real, foram simuladas com equivalência de seção transversal, como colunas de seção transversal quadrada de 17,7 cm de lado. O comprimento das colunas utilizados no modelo numérico é igual ao das colunas do modelo real, isto é, um metro de comprimento.

4.1 APLICAÇÃO

A tabela 4 mostra os parâmetros elásticos empregados para a modelagem dos diversos elementos do modelo.

Tabela 4. Parâmetros elásticos do modelo.

Elemento	Módulo de Elasticidade (kPa)	Coefficiente de Poisson
Solo mole	2500	0,45
Argila	15000	0,30
Colunas de areia	10000	0,30
Radier de concreto armado	24821128	0,20

A tabela 5 mostra os resultados de recalques sob o centro, sob o ponto médio das faces laterais e sob os vértices do radier, para carregamentos aplicados de 16,5 kPa e de 20 kPa. Na simulação numérica os carregamentos foram aplicados sobre a face superior dos elementos sólidos do radier.

Tabela 5. Recalques em pontos principais do radier.

Tensão (kPa)	Centro (cm)	Ponto médio da face (cm)	Vértice (cm)
16,5	1,14	0,89	0,63
20	1,38	1,08	0,76

A figura 2 a seguir mostra os acréscimos de tensão vertical ao longo dos planos de simetria de geometria e de carregamento.

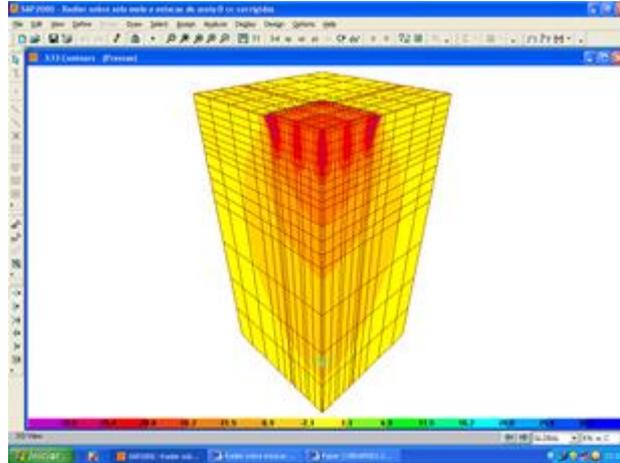


Figura 2. Geometria do modelo e acréscimo de tensões verticais nos planos de simetria do modelo. A figura 3 mostra tensões de compressão maiores na região das colunas de areia. Entre as colunas podem-se observar tensões de compressão maiores na coluna central e nas colunas periféricas.

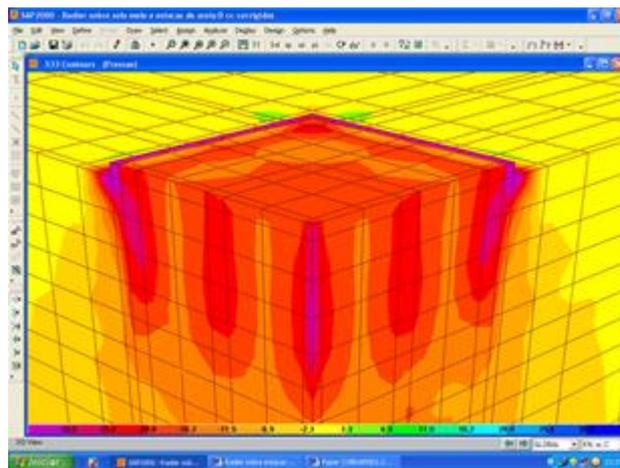


Figura 3. Acréscimos de tensão vertical no terreno de fundação de apoio do radier, para tensão aplicada de 20 kPa.

5 CONSIDERAÇÕES

Os valores dos recalques obtidos, tanto pelo modelo analítico, muito simplificado e por volta de 7 mm, quanto pelo MEF, médio em torno de 10,73 mm, foram bastante superiores ao valor médio medido “in situ” (Tabela 1). Entretanto, se tais valores forem comparados com o recalque elástico calculado no centro do radier quadrado, com pressão de contato uniforme de 20 kPa, fator de influência $I_p = 1,12$, coeficiente de Poisson do solo $\nu = 0,45$ e módulo de elasticidade médio de 2,88 MPa (Tabela 3), o valor calculado será de 22,15 mm, evidenciando que o recalque obtido pela modelagem realizada

através do MEF, com a incorporação do reforço, sofre uma redução de aproximadamente 52%. Em decorrência do efeito da concentração de tensão normal de compressão produzida pela incorporação da coluna, mais rígida, com valor de 70 kPa, refere-se a redução de 15% na tensão normal aplicada ao solo ou seja, de 20 kPa para 17 kPa. São observadas, ainda, além da carga de compressão na coluna, com valor de 2,20 kN, a tensão de atrito lateral por essa gerada, com valor de 3,50 kPa, admitindo-se 1 m de comprimento.

O menor valor obtido para o recalque diferencial específico (NBR 6122) através do modelo “MEF” é de aproximadamente 1/450, evidenciando a condição de rigidez do radier na uniformização dos recalques.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a colaboração recebida por parte das instituições de ensino a que pertencem e às empresas projetistas e executoras das obras referenciadas.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR9061 (1985). Segurança de escavação a céu aberto. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR6122 (1996). Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT MB3336 (1990). Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro.

Baker, S. (2000). Deformation behavior of lime/cement stabilized clay. Thesis for the degree of doctor of philosophy. Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Brandi, J. L. G. (2004). Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole. Curitiba. 161 f. Dissertação de Mestrado em Construção Civil, Setor de Tecnologia, PPGCC, Universidade Federal do Paraná, UFPR, Brasil.

Brandi, J. L. G.; Nascimento, N. A. (2004) Comportamento de radier sobre solo mole – modelagem computacional. IV Simpósio sobre a Prática da Engenharia Geotécnica na Região Sul, GEOSUL, Maio, 20 a 22, Curitiba, Brasil.

Brandi, J. L. G.; Nascimento, N. A. (2006). Simulação numérica computacional e desempenho de radiers sobre argila mole. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Agosto, 27 a 31, Curitiba.

Minete, E. et al. (1994). Estacas granulares em solos moles: uma verificação in situ. Solos e Rochas, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 57-63.

Nascimento, N. A.; Brandi, J. L. G. (2008). Solos moles reforçados com estacas de areia: do experimento ao canteiro de obra. GEORS 2009, maio, Pelotas/RS.

SAP 2000 (2004), Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures Inc, V 9.01, Berkeley, California, USA.

Soares, W. C. (2002). Estacas de compactação para melhoria de solo. São Carlos, 133 p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP.

Capítulo 2

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO COMPÓSITO SOLO-FIBRAS DE SISAL IMPERMEABILIZADAS COM CAP E RESISTÊNCIA A BIODEGRADAÇÃO MICROBIANA.

[DOI: 10.37423/200500835](https://doi.org/10.37423/200500835)

Gislene A. Santiago (REDEMAT/UFOP e IFMG, Ouro Preto, Brasil).
gislene.santiago@yahoo.com.br

Nilo Cesar Consoli (PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil).
consoli@ufrgs.br

Vagner Roberto Botaro (UFSCar, Sorocaba, Brasil).
vagner@power.ufscar.br

Gislaine Fongaro (MIP/CCB/UFSC, Florianópolis, Brasil).
gislainefongaro@gmail.com

Regina A. G. Assenço (DECBI/UFOP, Ouro Preto, Brasil).
reassenco@gmail.com

Vívian Walter dos Reis (DECBI/UFOP, Ouro Preto, Brasil).
viviwr@yahoo.com.br

Maria Célia Silva Lanna (DECBI/UFOP, Ouro Preto, Brasil).
mcelanna@gmail.com



RESUMO: A utilização de fibras sintéticas como reforço em solos tem sido estudada por diversos pesquisadores nos últimos anos para numerosas aplicações, desde estruturas de contenção até a estabilização de solos sob fundações e pavimentos. Este tipo de associação gera um composto interessante para a engenharia geotécnica, devido à melhoria de suas propriedades mecânicas. O atual interesse na busca por fibras vegetais que possam substituir adequadamente as fibras sintéticas deve-se, entre outros fatores, à crescente preocupação mundial com a preservação do meio ambiente, utilização de matéria prima renovável e aos benefícios socioeconômicos gerados na produção de matéria prima vegetal. Neste contexto, o objetivo desta pesquisa foi analisar a utilização de fibras vegetais impermeabilizadas como elemento de reforço num solo arenoso. Analisou-se o comportamento mecânico do solo não reforçado e reforçado com fibras curtas de sisal impermeabilizadas com solução de CAP (cimento asfáltico de petróleo), através da realização de ensaios triaxiais. Concluiu-se que a inclusão aleatória destas fibras melhorou significativamente as propriedades mecânicas do solo estudado e que o polímero utilizado se mostrou eficiente, cobrindo a superfície das fibras vegetais e promovendo sua impermeabilização.

PALAVRAS-CHAVE: Fibras de sisal, CAP, Reforço de solos, Ensaio Triaxiais.

1 INTRODUÇÃO

A disponibilidade e o baixo custo tornam o solo um material vastamente empregado em obras de engenharia geotécnica. Por vezes eles se apresentam de forma heterogênea, complexa e variável, então normalmente suas propriedades não se enquadram às características e às necessidades de projeto. A inclusão de fibras sintéticas aos solos tem sido estudada nos últimos anos para numerosas aplicações, desde estruturas de contenção até a estabilização de solos sob fundações e pavimentos (Gray & Ohashi, 1983; Maher & Ho, 1993; Silva et al., 1995; Consoli et al., 2002 e 2007-b; Casagrande et al. 2007, Festugato, 2008; Girardello, 2010; Tang et al., 2010).

A exigência atual de uma maior consciência ambiental que possa colaborar com a diminuição do impacto causado pela industrialização e pelo consumo desenfreado tem motivado os pesquisadores na busca de novas matérias-primas provenientes de fontes renováveis, entre as quais se destacam as fibras vegetais. Assim, vários estudos mostram o potencial de reforço de solos com a utilização destas fibras e abordam a possibilidade de, em alguns casos, poder substituir as fibras sintéticas (Botaro et al., 2008).

O sisal (*Agave sisalana*) é uma importante planta brasileira e sua fibra é utilizada principalmente em cordoaria e artesanato, mas que pode ter seu valor agregado multiplicado se utilizado como reforço de vários tipos de compósitos. A fibra de sisal é uma fibra lignocelulósica leve e atóxica que apresenta alto módulo de elasticidade e resistência à tração e custa aproximadamente dez vezes menos que a fibra de vidro. Entre outras vantagens do sisal podemos apontar a facilidade de modificação superficial, característica das fibras vegetais, facilidade de cultivo, o fato de ser um material biodegradável que provém de fonte renovável, além de apresentar boas propriedades como isolante térmico e acústico. Estes fatores, aliados à alta tenacidade, resistência à abrasão e ao baixo custo, tornam o sisal uma das mais estudadas fibras naturais (Siqueira, 2006), e sua utilização, além de garantir a confecção de um produto ecologicamente correto, em escala industrial pode garantir uma nova alternativa de renda para agricultores das regiões produtoras. A rápida absorção e dessorção de água e a biodegradabilidade da fibra vegetal podem representar características negativas na composição de compósitos. A ação biodegradativa da microbiota ambiental é um processo natural e variável dependendo do tipo de solo. A biodegradação microbiana tem sido observada como um processo natural favorável em Engenharia Sanitária e na Indústria instigando estudos dos seus mecanismos e potencialidades (Fongaro et al. 2019; Lanna et al., 2019; Rodriguez-Lazaro et al., 2019). Assim a amplitude dos estudos tem sido possibilitado categorizar grupos microbianos com maior

poder biodegradativo mediado pela ação enzimática. Nesse contexto alguns fungos têm se destacado pelo seu poder celulolítico como é o caso dos representantes da espécie fúngica *Trichoderma viride* (Kadarmoidheen et al.,2012). Dessa forma é possível testar a resistência de materiais à biodegradação natural do ambiente submetendo-os, experimentalmente à ação enzimática de protótipos de *Trichoderma viride* como modelo experimental. Além desses testes também foi realizado um estudo do efeito do tratamento superficial nas fibras de sisal com solução de CAP (cimento asfáltico de petróleo), visando diminuir sua higroscopicidade e aumentar sua durabilidade, torna-se necessário para que estas possam substituir com sucesso as fibras sintéticas. Neste contexto, o objetivo do trabalho foi analisar, em laboratório, o comportamento mecânico do fibrossolo com fibras de sisal impermeabilizadas com solução de CAP, com vistas a aplicações em obras geotécnicas.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 MATERIAIS

2.1.1 SOLO

O solo utilizado provém de uma jazida localizada no município de Osório-RS. O material caracteriza-se por ser uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme. O quartzo é o material correspondente a 99% da sua composição mineralógica, sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. A presença de matéria orgânica não é observada. A curva granulométrica do material é apresentada na Figura 1

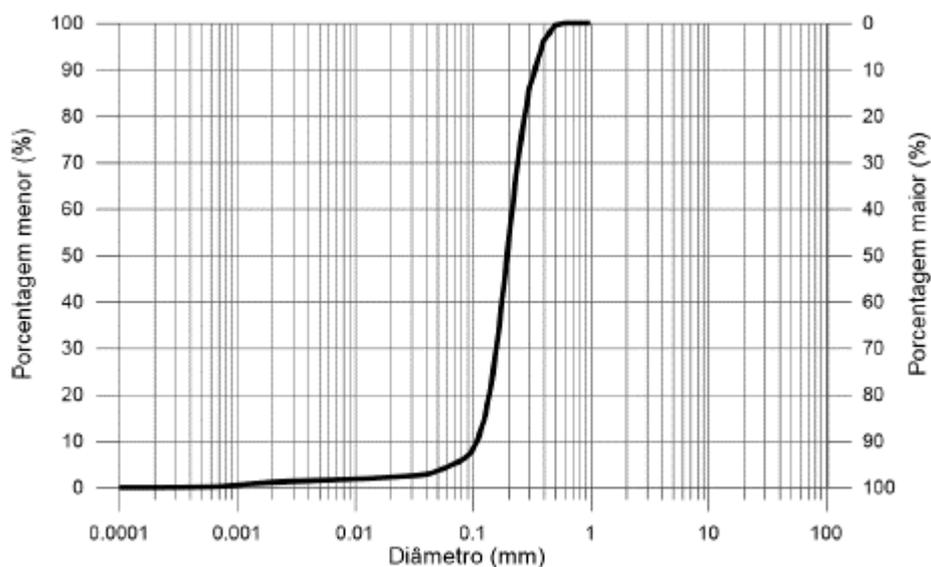


Figura 1. Curva granulométrica da areia de Osório.

Os índices físicos do material são determinados e apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Índices Físicos da Areia de Osório

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,2kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,0
Coefficiente de curvatura, C_c	1,1
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,11mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{\text{máximo}}$	0,9

2.1.2 FIBRAS

O reforço do solo foi realizado mediante o emprego de fibras de sisal, cortadas em comprimentos (l) de 24 e 36 mm, com diâmetro médio (d) de 150 μ m e índice de aspecto ($\eta = l/d$) de 160 e 240, respectivamente. As fibras apresentaram resistência à tração de 400MPa, módulo de elasticidade de 17GPa e deformação na ruptura de 2,3%. Estes dados foram obtidos por análise mecânica dinâmica (DMAQ800-TA Instruments).

Para a determinação da composição química das fibras, estas foram moídas em um moinho de facas e passadas na peneira de abertura de malha de 1mm. Em seguida, elas foram submetidas à extração com ciclohexano/etanol 1:1, por 48 horas, para remover os extrativos solúveis em solventes orgânicos e, em seguida, mais 6 horas em água para remoção dos solúveis em água. Por fim, as fibras foram secas em estufa a $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ por 4 horas até atingir massa constante.

Após estes procedimentos, realizaram-se as análises, em triplicata, para determinação do teor de lignina, hemicelulose, celulose e cinzas. A Tabela 2 apresenta a composição química das fibras de sisal.

Tabela 2. Composição química da fibra de Sisal.

Componente do sisal	Teor (%)
Celulose	81,0
Hemicelulose	9,0
Lignina	8,0
Cinzas	1,2

Nota: Os teores apresentados referem-se a teores médios determinados em cada análise.

2.1.3 IMPERMEABILIZANTE

As fibras foram impermeabilizadas com solução de CAP (cimento asfáltico de petróleo), que foi escolhido por suas características: é hidrófugo, facilmente fundido e solidificado, é termoplástico, inócuo e reciclável.

Para diminuir a higroscopicidade das fibras vegetais e aumentar sua durabilidade, foi realizado um tratamento superficial com solução de CAP, visando sua aplicabilidade como elemento inibidor do processo de absorção de água. Para solubilização do CAP (50/70), este foi adicionado a um Becker e aquecido em estufa o tempo necessário para que se torne líquido e solubilizado em Percloroetileno. As fibras foram modificadas superficialmente pela imersão nesta solução e a seguir levadas ao agitador (Máquina Fisaton) durante 2 horas de agitação numa velocidade constante.

2.2 MÉTODOS

2.2.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados na matriz arenosa, reforçada ou não com fibras, e baseados na variação da tensão efetiva média inicial (20, 100, 200 e 400 kPa) em ensaios do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados. O teor de fibra é mantido fixo em 0,50% em relação à massa de solo seco. Também são mantidos fixos a velocidade de carregamento de 0,015mm/min, e os parâmetros de compactação das amostras, peso específico aparente seco de 15kN/m³ e umidade de 10% e densidade relativa de 90%.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram os

princípios descritos por Head (1980 a, b e c). A mistura dos materiais é iniciada com areia e fibra, seguida pela adição de água destilada, até a completa homogeneização visual. Em amostras não reforçadas, ocorre apenas a adição de água destilada ao solo e a mistura.

3 RESULTADOS E ANÁLISE

3.1 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

As figuras seguintes mostram as microscopias eletrônicas de varredura das fibras de sisal sem tratamento e destas fibras impermeabilizadas com solução de CAP. Inicialmente foram realizadas as análises das fibras estudadas sem tratamento como mostrado na Figura 2.

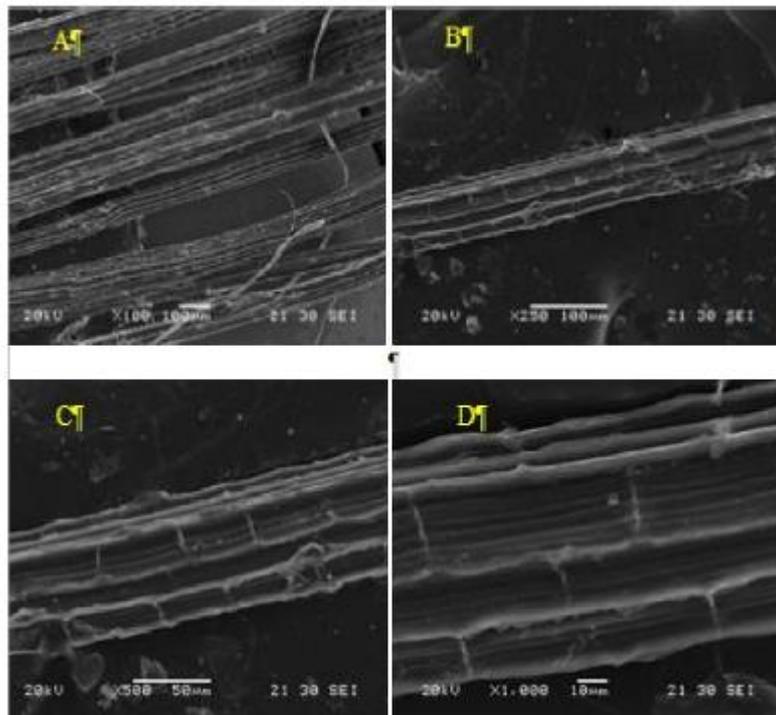


Figura 2: Micrografias obtidas por MEV das superfícies das fibras de sisal sem tratamento.

Ampliações: 100x; 250x, 500x e 1000x.

Pela Figura 2A, tem-se uma visão geral da superfície das fibras, onde se percebe a presença de células de parênquima e de resíduos provenientes do processo de beneficiamento das fibras de sisal. O mesmo pode ser visualizado com mais detalhes nas Figuras 2B, C e D. As micrografias das superfícies das fibras de sisal impermeabilizadas com CAP são apresentadas na Figura 3, onde se observa claramente a impregnação do polímero na superfície das fibras, comprovando a eficiência da impermeabilização.

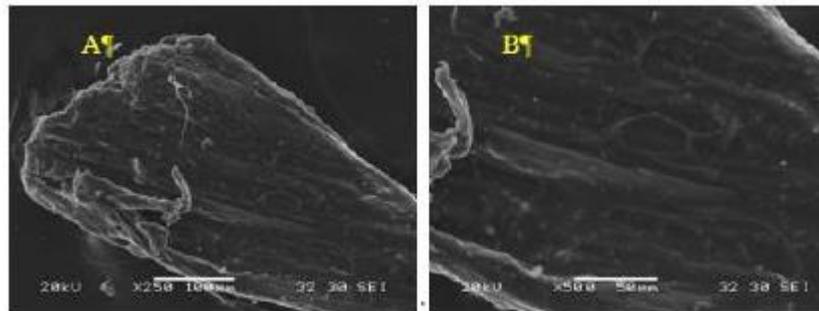


Figura 3: Micrografias obtidas por MEV das superfícies das fibras de sisal impermeabilizadas com CAP. Ampliações: 250x e 500x.

3.2 ANÁLISE MICROBIOLÓGICA DAS FIBRAS NATURAIS E IMPERMEABILIZADAS

Para a análise da eficiência da impermeabilização das fibras de sisal, realizou-se ensaios microbiológicos através da avaliação da atividade celulolítica. Utilizou-se a espécie fúngica de referência *Trichoderma viride* QM 9414 como amostra padrão celulolítica.

Definiu-se a concentração de 10^6 esporos/mL das culturas de trabalho a partir da amostra fúngica padrão como a mais adequada ao crescimento fúngico com atividade celulolítica detectável. A metodologia geral utilizada para a avaliação da atividade celulolítica do controle e dos testes foi àquela indicada por Linardi (1979), complementada com método enzimático para determinação da glicose. A determinação da atividade celulolítica do fungo padrão através da medida de glicose liberada foi medida em espectrofotômetro Shimatzu, modelo 1601 a m. Os valores de densidade óptica dos testes com as fibras apresentados na Tabela 3 resultam da utilização dos substratos fibra de sisal naturais e impermeabilizadas, em 12h, 24h e 48h de incubação.

Os resultados mostram que houve liberação de celulase para as fibras de sisal sem tratamento, o que não ocorreu para as fibras impermeabilizadas, significando que estas não foram atacadas pelo fungo celulolítico.

Conclui-se, portanto, o revestimento com CAP protegeu a fibra de sisal do ataque do fungo celulolítico padrão *T. viride* QM 9414, comprovando a eficiência da impermeabilização.

Tabela 3: Valores de Densidade Ótica dos Testes Realizados.

Amostras	Atividade do Fungo Padrão		
	12h	24h	48h
Sisal Natural	1,916	1,583	1,110
Sisal com CAP	0,012	0,002	0,001

3.3 COMPORTAMENTO EM COMPRESSÃO TRIAXIAL DO SOLO ARENOSO NÃO REFORÇADO E REFORÇADO COM FIBRAS DE SISAL

3.3.1 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS COMPÓSITOS ESTUDADOS

As Figuras 4 e 5 mostram os resultados dos ensaios triaxiais.

Nestas figuras são apresentadas as curvas de resistência - deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial, respectivamente para o solo compactado não reforçado e para o solo reforçado com fibras de sisal natural nos comprimentos 24 e 36mm, nas tensões efetivas de 20, 100, 200 e 400kPa.

Observa-se que o comportamento das amostras sem reforço, quando cisalhadas, não distingue do esperado. A resistência da areia, com densidade relativa intermediária, aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva e não apresenta picos. Verifica-se o comportamento inicial compressivo seguido de expansão do solo. Estes resultados estão de acordo com aqueles apresentados na literatura para a areia com densidade relativa intermediária submetida a ensaios de compressão triaxial consolidado drenado (CID). Nestas Figuras observa-se também os resultados dos ensaios realizados em areia reforçada com fibras de sisal com 24mm e 36 de comprimento, equivalentes a índices aspecto de 160 e 240, respectivamente. Da mesma forma, as curvas de resistência e deformação volumétrica em função da deformação axial dos materiais reforçados são definidas.

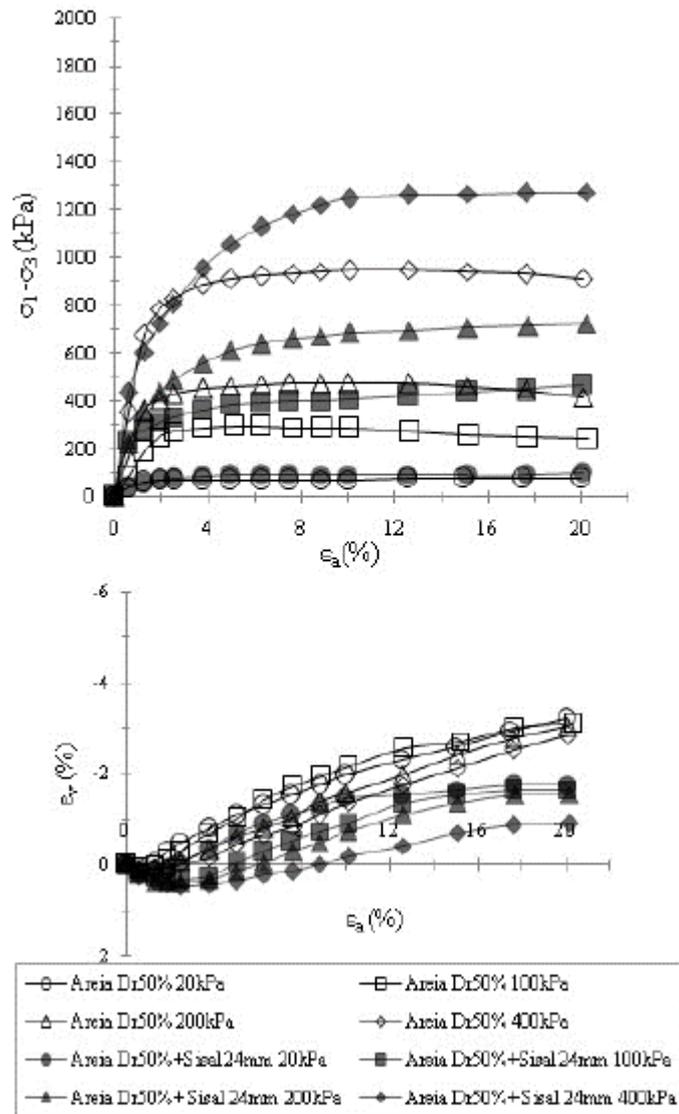


Figura 4: Curvas tensão versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material não reforçado e reforçado com fibras de sisal 24mm (Dr=50%).

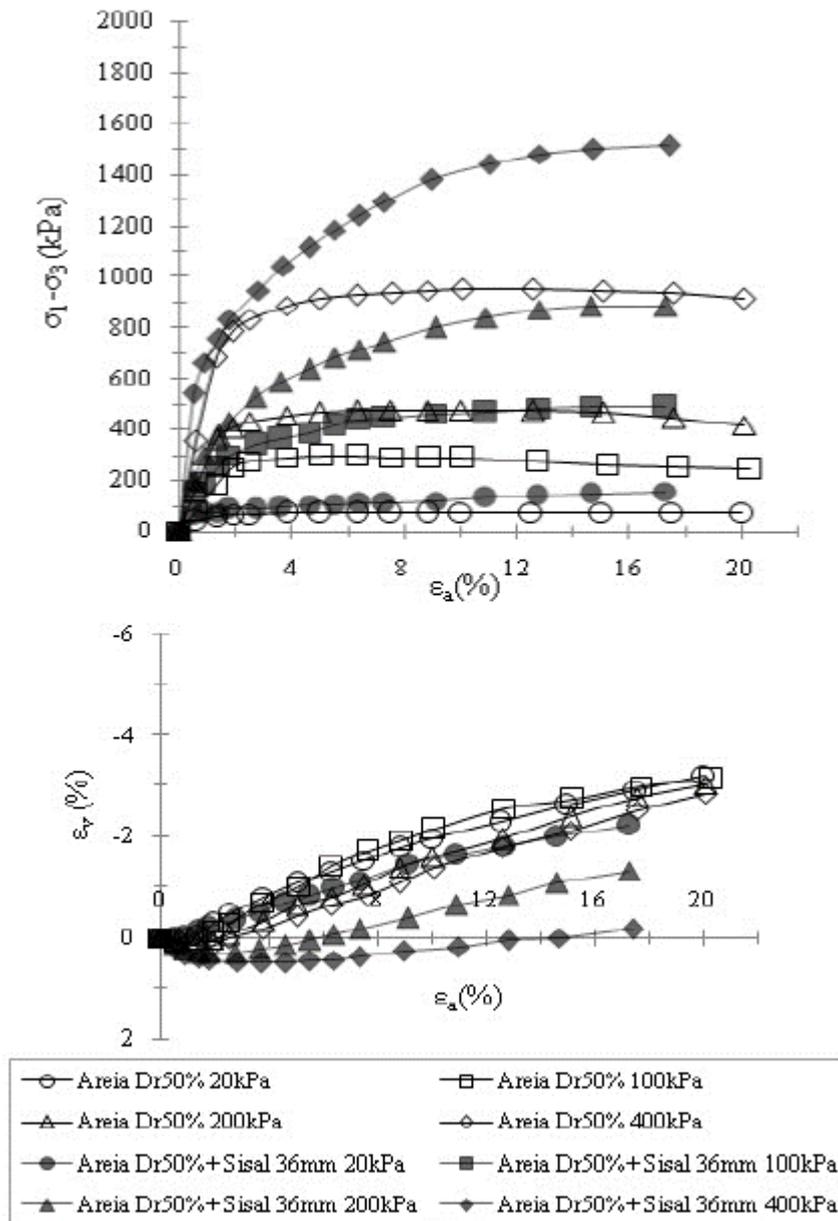


Figura 5: Curvas tensão versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial, em diferentes tensões confinantes, do material não reforçado e reforçado com fibras de sisal 36mm (Dr=50%).

Em todos os casos estudados, mostrados nas figuras 4 e 5, é verificado o nítido acréscimo de resistência, sem formação de pico, em função da adição das fibras em relação ao material não reforçado. A resistência, conforme o esperado aumenta com o aumento da tensão confinante efetiva. É percebido o comportamento inicial de compressão e posterior de expansão do material reforçado, como ocorre na areia sem reforço. Os valores de deformação volumétrica indicam que as fibras conferem ao solo maior expansividade.

3.3.2 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS TRATAMENTOS DAS FIBRAS NO COMPORTAMENTO TENSÃO DEFORMAÇÃO DOS COMPÓSITOS

A Figura 6 apresenta os resultados dos ensaios realizados em areia reforçada com fibras de sisal naturais e impermeabilizadas com solução de CAP, nos comprimentos 24mm e 36mm. As curvas de resistência em função da deformação axial e de deformação volumétrica em função da deformação axial do material reforçado na densidade relativa estudada ($D_r50\%$) são definidas para tensão de confinamento de 100kPa.

Verifica-se que não houve influência do tratamento dado às fibras quanto à resistência ao cisalhamento dos compósitos estudados, pois as curvas deformação axial versus tensão desvio são praticamente coincidentes para as fibras de sisal impermeabilizadas com solução de CAP, comparativamente às estas fibras sem tratamento. É percebido também, o comportamento de expansão no material como ocorre para os compósitos com fibras naturais.

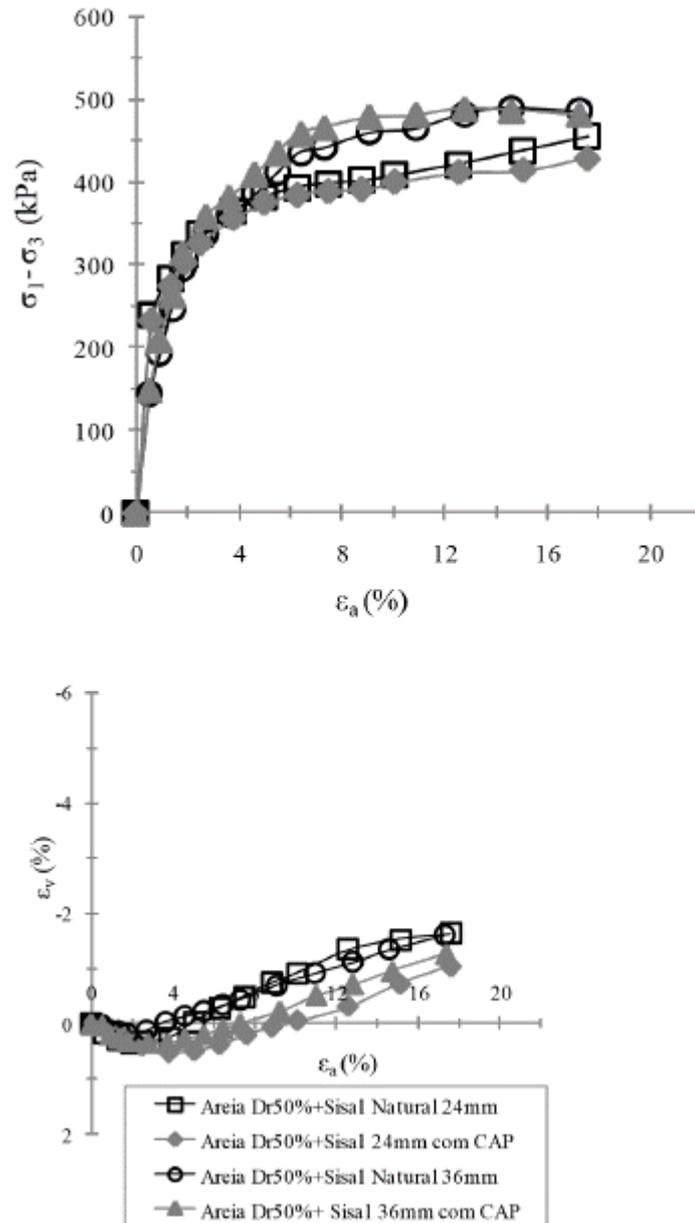


Figura 6: Curvas tensão versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial, do material reforçado com fibras de sisal 24 e 36mm naturais e impermeabilizadas com solução de CAP.

3.3.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , foram definidos através de suas envoltórias de ruptura. Nos casos em que, quando cisalhadas, as amostras não evidenciarem picos pronunciados de resistência, tomou-se a deformação axial de 17%

como ruptura e utilizou-se os respectivos valores de tensões para definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

São agrupados e apresentados, na Tabela 4, os parâmetros de resistência dos materiais estudados na Dr 50%. Tabela 4: Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais estudados na Dr50%.

Compósito	Fibras de Sisal			c' (kPa)	ϕ' (°)
	Comprimento (mm)	Diâmetro (mm)	Índice aspecto		
Areia	-	-	-	0	33,0
Areia-fibra	24	0,15	160	16,9	37,2
Areia-fibra	36	0,15	240	23,8	40,0

Verifica-se para a areia não reforçada o ângulo de atrito interno de 33,0° e o intercepto coesivo nulo. Para os compósitos com fibras de sisal, os valores dos ângulos de atrito e os valores dos interceptos coesivos aumentam ligeiramente com o aumento do índice aspecto. Nos casos estudados observou-se o aumento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno comparativamente ao material sem reforço, significando, portanto, um aumento na resistência ao cisalhamento do solo com a inclusão das fibras.

4 CONCLUSÕES

Com os resultados apresentados, podemos concluir que a inclusão aleatória de fibras de sisal impermeabilizadas na matriz arenosa aumenta significativamente a resistência mecânica do material, gerando um compósito interessante para a engenharia geotécnica. O impermeabilizante utilizado se mostrou bastante aplicável a análise proposta, cobrindo a superfície da fibra vegetal e promovendo sua impermeabilização. As fibras de sisal impermeabilizadas com CAP apresentam, portanto, potencial para uso em obras geotécnicas.

REFERÊNCIAS

Botaro, V. R. ; Nicolai, F. N. P.; Lins V. (2008). Effect of saline degradation on the mechanical properties of vinyl ester matrix composites reinforced with glass and natural fibers. Journal of Applied Polymer Science, v. 108, p. 2494-2502.

Casagrande, M. D. T. ; Coop, M. R.; Consoli, N. C. (2007). Behavior of a fiber-reinforced bentonite at large shear displacements (discussion closure paper). *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, p. 1635-1636, 2007.

Consoli, N.C.; Montardo, J.P.; Prietto, P.D.M.; Pasa, G.S. (2002). Engineering Behavior of a Sand Reinforced with Plastic Waste. *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, n. 6, p. 462-472.

Consoli, N.C., Heineck, C.S., Casagrande, M.D.T., COOP, M.R. (2007-b) Shear Strength Behavior of Fiber- Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.133, n.11, p. 1466-1469.

Festugato, L. (2008). Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices de Aspecto. Porto Alegre, 145p. Dissertação – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

Fongaro, G. ; Kunz, A.; Viancelli, A.; Lanna, M.C.S.; Barardi, C.R.; Magri, M.E.; Treichel, H. Desafios sanitários no reúso de efluentes da produção animal no contexto Saúde Única. *Produção animal e recursos hídricos*. EDITORA EMBRAPA, 2ed.:2019, Cap. 6, v. 2, p. 28- 39.

Girardello, V. (2010) Ensaio de placa em areia não saturada reforçada com fibras Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 121p.

Gray, D.H.; Ohashi, H. (1983). Mechanics of fibers reinforced in sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 109, n. 3, p.35-353.

Head, K. H. (1980-a) *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol 1, Soil Classification and Compaction Tests. London: Prentech Press, 339 p.

Head, K. H. (1980-b) *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol 2, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests. London: Prentech Press,402 p.

Head, K. H. (1980-c) *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol 3, Effective Stress Tests. London: Prentech Press, 495 p.

Kadarmoidheen , M.; Saranraj , P.; Stella, D.(2012) Effect of Cellulolytic Fungi on the Degradation of Cellulosic Agricultural Wastes. *International Journal of Applied Microbiology Science*; 1(2): 13- 23.

Lanna, M.C.; Viancelli, A. ; Michelon, W. ; Carvalho, S.V. ; Reis, D.A. ; Fernandez, L.A.S.; Sant'anna, I.H. ; Resende, L.T. ; Souza, C.F. ; Chagas, I.A. ; Hernández, M.; Treichel, Helen ; Rodríguez-Lázaro, D. ; Fongaro, G. (2019) Household-based biodigesters promote reduction of enteric virus and bacteria in vulnerable and poverty rural area. *Environmental Pollution* , v. 252, p. 8-13.

Linardi, V.R. (1979) Produção de celulases pelo *Trichoderma viride* QM9414 (T. reesei, simmons, 1977) frente à variação de meios de cultura, substratos celulósicos e pH. Dissertação de Mestrado – Instituto de Ciências Biológicas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Maher, M.H.; Ho, Y.C. (1993) Behavior of fiber-reinforced cemented sand under static and cyclic loads. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.16, n.3,p.330-338

Rodriguez-Lazaro,D.; Camargo, A.F.; Scapini, T.; Bonatto,C.; Spilki, F.R.; Lanna, M.C.S.; Hernández, M.; Fongaro , G.(2019) Digester Slurry Management: The “One Health” Perspective Improving Biogas Production . Springer Ed. pp 243-256.

Silva, M.A.; Bueno, B.S.; Lima, D.C. (1995) Estabilização de solos com inclusões curtas aleatórias.

In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, Geossintéticos 95... p.327-335, 1995.

Siqueira, G.A.F. (2006) Produção e Caracterização de Compósitos Fenólicos com Fibras de Sisal Modificadas.. Dissertação de Mestrado – REDEMAT/Universidade federal de Ouro Preto, Ouro preto, 92p.

Tang, C.; Shi, B.; Zhao L. (2010) Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. Geotextiles and Geomembranes, Volume 28, Issue 1, p. 54-62.

Capítulo 3

ESTUDO PARAMÉTRICO DO FORMATO DAS ZONAS PLASTIFICADAS EM TORNO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS.

[DOI: 10.37423/200500842](https://doi.org/10.37423/200500842)

BRUNO CÉSAR RIBEIRO DA SILVA (Professor no Instituto Federal de Minas Gerais - IFMG - Campus Congonhas, Departamento de Mineração, Instituto Federal de Minas Gerais - Campus Congonhas - Brasil).

bcminas@yahoo.com.br

RODRIGO PELUCI DE FIGUEIREDO (Professor Associado, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP - Brasil; Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP - Brasil).

rpfigueiredo@yahoo.com.br

ALCIDES ELOY CANO NUÑEZ (Professor Auxiliar, Universidade Federal de Goiás - UFG, Catalão - GO - Brasil).

canoalcides@hotmail.com



RESUMO: O presente trabalho pretende contribuir para um melhor entendimento das variáveis que governam a forma da Zona Plástica resultante em torno de escavações subterrâneas. Além da seção circular, foram consideradas outras 8 seções diferentes de escavações, comumente utilizados em obras civis e de mineração. Variaram-se, por meio de simulações numéricas, a razão da tensão horizontal com a tensão vertical, (K), entre 0.3 e 3.5, e a profundidade, (z), entre 50 e 1000 m.

Além de verificar o comportamento da forma da Zona Plástica em torno das escavações, foi avaliada também a dispersão entre o Raio Plástico obtido pelas simulações numéricas e aquele fornecido pela solução analítica de Duncan-Fama (1993). As soluções computacionais foram obtidas com o software Phase2 da Rocscience Inc., considerando-se um maciço rochoso brando hipotético.

Os resultados obtidos indicaram para todas as seções analisados, que há uma faixa de K e z , na qual as zonas plásticas assumem a forma de uma “borboleta” ou, mais tecnicamente falando, epitrocoidal. Ademais, pôde-se observar também, que à medida que K se afasta de 1, ou seja, de um campo de tensões hidrostático, o formato da zona plastificada passa gradativamente de circular para elíptico e, daí, para o formato epitrocoidal, em função dos valores de K e z .

Essa mudança tem um considerável significado prático para escavações subterrâneas em que se utilizam malhas regulares de reforço para a manutenção da estabilidade, podendo as mesmas se tornarem totalmente inadequadas e levar a sérios problemas de instabilidade a depender dos valores de K e z .

Com a mudança do formato da Zona Plástica de circular para elíptica ou epitrocoidal, há que se estabelecerem malhas de reforço com comprimentos diferentes a depender da direção, de tal modo que se tenha sempre uma parte da ancoragem em meio elástico, além dos limites da zona plastificada.

Palavras-chaves: Convergência-Confinamento, Curva de Reação do Maciço, Curva Característica do Suporte, Raio Plástico, Zona Plástica, Escavações Subterrâneas, Simulações Computacionais.

INTRODUÇÃO

O método de “Convergência-Confinamento” é uma ferramenta analítica que permite descrever a mecânica da interação rocha-suporte para escavações subterrâneas. Embora o termo tenha sido desenvolvido nas décadas de 1960 e 70 (ver, por exemplo, *AFTES* - Associação Francesa de Obras Subterrâneas 1978), o método é conhecido pelo menos desde a publicação de Fenner (1938), (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000a).

A este respeito, o Método de Convergência-Confinamento (*MCC*) é um método simplificado que analisa a interação rocha/suporte, usando a hipótese de simetria axial, o que proporciona um conhecimento simplificado do processo de interação rocha-suporte que ocorre em túneis de formato real e perto da face da escavação. A rigor, a análise do *MCC* é bidimensional, mas os resultados da análise podem ser aplicados aos problemas tridimensionais que surgem na face da escavação, (Panet, 1995).

O pressuposto do *MCC* é embasado nas seguintes condições, segundo Schurch & Anagnostou, (2012):

- Simetria axial (abertura circular);
- Tensão *in situ* hidrostática;
- Maciço rochoso homogêneo e isotrópico;
- Distribuição da pressão de suporte uniforme.

Entre suas aplicações, como estimativa inicial para projetos, há a utilização do método para o desenvolvimento de túneis na construção civil, mineração e na utilização de suportes naturais (pilares) no método de lavra de câmaras e pilares para a mineração.

METODOS E MATERIAIS

A metodologia foi realizada de forma sistemática, estando a mesma fundamentada em estudos anteriores realizados por renomados autores, como por exemplo Prager (1959), Obert & Durval (1967), Timoshenko & Goodier (1970), Hoek & Brown (1980), Hutchinson & Diederichs, (1996), Brady & Brown, (2004), Vlachopoulos & Diederichs (2009), Schurch & Anagnostou (2012), Hoek (2014).

Primeiramente, com a utilização do software *RocData 4.0 (Rocscience)* definiram-se os parâmetros do maciço rochoso, sendo o mesmo classificado como um maciço relativamente brando, ou seja, de resistência baixa.

Em seguida foram escolhidos 9 formatos distintos de escavação, considerando-se a relação entre a largura e altura (W/H), com valores de 1, $\frac{1}{2}$ e 2, os quais foram utilizados por Hoek & Brown (1980)

para definição das tensões do teto e nas paredes dos mesmos formatos de escavações, numa análise elástica.

Esses 9 formatos foram simulados através do software *Phase2 versão 8.0 (Rocscience)*, variando-se a razão entre as tensões horizontais e verticais (K) com a profundidade, (z), numa análise elasto-plástica. Os valores de K escolhidos têm os limites inferior e superior de 0,30 e 3,5, respectivamente, sendo os mesmos distribuídos em 13 intervalos. O primeiro, diferentemente dos demais, é acrescido de 0,2, passando de 0,30 para 0,5 e os demais são acrescidos de 0,25. Assim, temos os valores de K iguais a: 0,30; 0,5; 0,75; 1,00; 1,25; 1,50; 1,75; 2,00; 2,25; 2,5; 2,75; 3,00; 3,25 e 3,50. Cada valor de K foi simulado com os seguintes valores de profundidades: 50, 100, 200, 300, 400, 500 e 1000 metros.

A combinação das análises entre K e profundidade gerou um total de 765 simulações, as quais foram analisadas de forma a verificar a influência de cada um desses parâmetros sobre o comportamento da zona plástica em torno das escavações.

Ainda, foi utilizada a Solução Analítica de Duncan Fama (1993) para efeito de comparação com os dados acima obtidos, a qual considera uma abertura circular, campo de tensão hidrostático analisado no estado plano de deformação.

DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS PARA SIMULAÇÃO

O presente trabalho faz uso da simulação computacional para que se obtenha a zona plastificada formada em torno de aberturas/escavações com 9 formatos distintos, analisadas em estado plano de deformação, para valores de profundidade, z , variando de 50 a 1000 metros e para razão entre a tensão horizontal e tensão vertical, K , variando de 0,3 a 3,5, de acordo com o gráfico apresentado na Figura 2. Dessa forma, na Tabela 1 a seguir, há um limite a ser considerado referente aos valores a serem encontrados, relacionando a profundidade com os valores de K . Os valores da tensão *in situ* vertical são definidos como o produto do peso específico médio das rochas pela profundidade z . As tensões horizontais foram consideradas iguais, Figura 2, sendo assim, a razão entre as a soma das tensões horizontais e o dobro da tensão vertical, pode ser simplificado como a razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical, K .

3.1 ESTIMAÇÃO DAS TENSÕES *IN SITU*

Um agrupamento abrangente dos resultados da medição do estado de tensão *in situ* localizados em várias minas, projetos de engenharia civil e de petróleo relatados por Hoek & Brown (1980), foi atualizado por Windsor (2003). Os resultados apresentados na Figura 1 consistem em dados de cerca

de 900 determinações dos estados de tensão *in situ*. Embora existam dados para profundidades estendendo-se até 7.000 m, estes apresentados são para profundidades de até 3.000 m, que é a faixa de interesse na maioria dos projetos de mineração. A primeira observação a ser realizada na Figura 1 é que as medições de σ_v (em MPa) são dispersos sobre a linha de tendência igual a:

$$\sigma_v = 0,027z \quad (1)$$

onde: z (em m) é a profundidade abaixo da superfície. Desde que 27 kN/m^3 represente uma média razoável para o peso específico da maioria das rochas, a componente vertical de tensão estará diretamente relacionada com o peso total devido à profundidade.

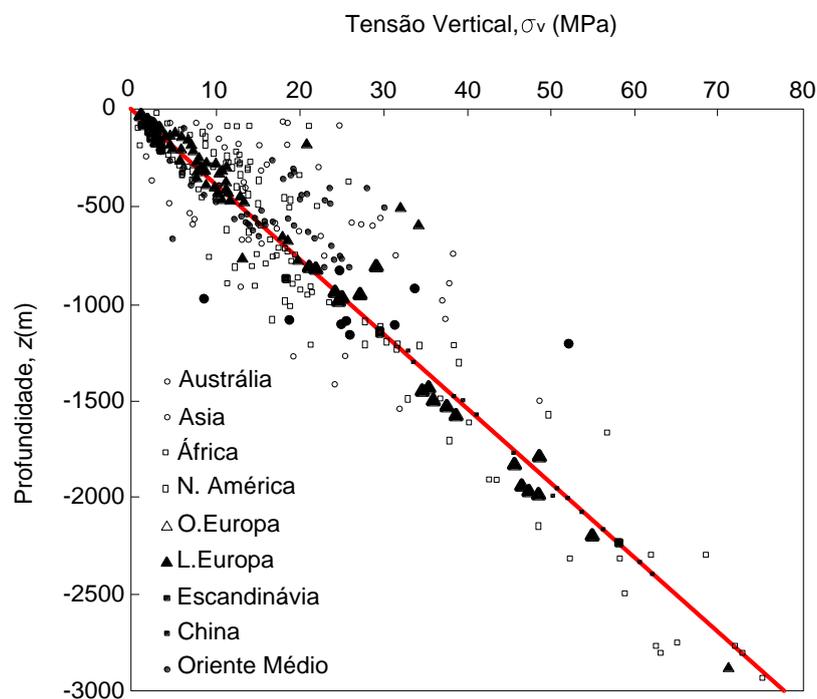


Figura 1 - Variação da tensão vertical em função da profundidade, modificado – (Brady & Brown, 2004).

Tabela 1 - Definição dos valores a serem utilizados na simulação para obtenção da zona plastificada (Modelo para os 85 dados dos raios plásticos obtidos, por formato, através das simulações).

Formatos														
Prof. (m)	Tensão Vertical (MPa)	Raio Plástico (m)												
		Phase2												
		K = 0,30	K = 0,50	K = 0,75	K = 1,00	K = 1,25	K = 1,50	K = 1,75	K = 2,00	K = 2,25	K = 2,5	K = 2,75	K = 3,00	K = 3,25
50	1,35													
100	2,70													
200	5,40													
300	8,10													
400	10,80													
500	13,50													
1000	27,00													

- Valores não analisados

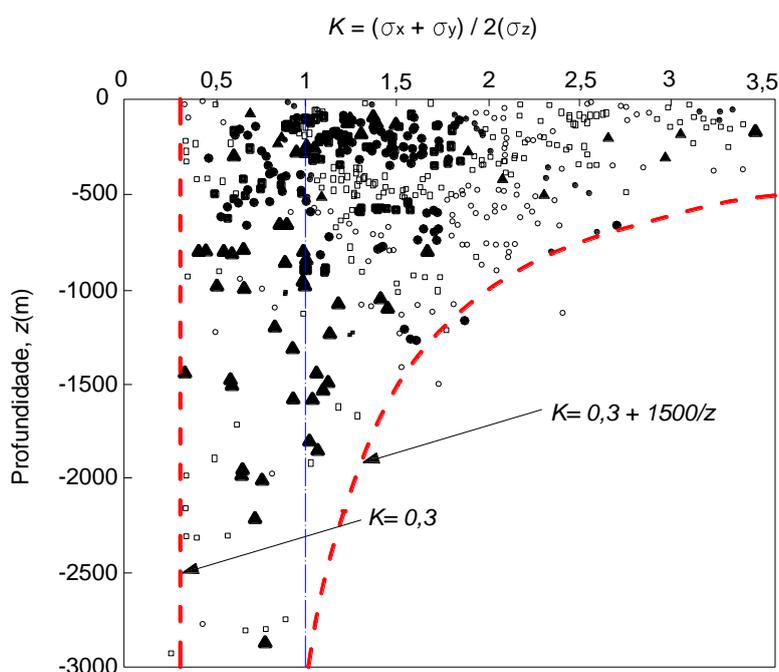


Figura 2 - Variação da razão entre a média das tensões horizontais e a tensão vertical (K) em função da profundidade, z , modificado – (Brady & Brown, 2004).

A análise computacional foi implementada através do software *Phase2 8.0 (Rocscience)*, que se trata de um programa de elementos finitos (*MEF*) para a análise de tensão e deformação bidimensional.

Os dados de entrada iniciais são hipotéticos (para a rocha intacta e qualidade do maciço rochoso). Contudo, utilizou-se o software *RocData 4.0 (Rocscience)*, para gerar os demais parâmetros de definição das propriedades de resistência e deformabilidade do maciço rochoso.

3.2 DADOS DE ENTRADA REFERENTES AO CRITÉRIO DE RUPTURA DE *HOEK & BROWN*

Com os dados de entrada, conforme a Tabela 2, buscaram-se parâmetros de um maciço rochoso relativamente brando. Usou-se no *RocData 4.0*, a teoria geral do critério de ruptura de *Hoek & Brown* para se obter os parâmetros equivalentes de *Mohr-Coulomb*.

Tabela 2 - Dados de entrada para o software *RocData 4.0 (Rocscience)*

σ_{ci} (MPa)	GSI	m_i	D
52,00	22,50	20	0

3.3 DADOS DE SAÍDA DO SOFTWARE *ROCDATA 4.0*

Tabela 3 - Parâmetros para o critério de ruptura de *Hoek & Brown* para o maciço rochoso.

m_b	s	a
1,256	0,0002	0,54

Tabela 4 - Dados de saída referentes às propriedades do maciço rochoso.

σ_{cm} (MPa)	σ_{ip} (MPa)	E (MPa)
6,65	- 0,01	840,00

3.4 DADOS DE ENTRADA DO SOFTWARE *PHASE2 8.0*

Para a análise no *Phase2 8.0* optou-se pela utilização do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*. Sendo assim, os dados ou parâmetros de entrada de pico e residuais para a caracterização geotécnica do maciço rochoso a serem simulados são os mostrados na Tabela 5. Nota-se que o maciço simulado tem comportamento elastoplástico perfeito com relação a compressão/cisalhamento e totalmente elastofrágil em tração.

Tabela 5 - Parâmetros de entrada para a caracterização geotécnica do maciço rochoso: valores de pico e residuais.

$E(MPa)$	ν	$c_p(MPa)$	$\phi_p(^{\circ})$	$\sigma_p(MPa)$	$c_r(MPa)$	$\phi_r(^{\circ})$	$\sigma_r(MPa)$
840,00	0,3	2,00	28	-0,01	2,00	28	0

4 CONCEPÇÃO DO MODELO

Neste estudo foram simuladas 9 seções de escavações subterrâneas considerando a zona de influência segundo Hoek & Brown (1980). No modelo proposto, considera-se que o maciço rochoso é isotrópico, sendo analisado numa condição de deformação plana, com o comportamento elasto-plástico, sujeito a um campo de tensões não-hidrostático. A malha de elementos finitos utilizada é a triangular quadrática, com elementos de 6 nós. Os 9 diferentes formatos são mostrados na Figura 3, e a geometria e as condições de contorno típicas dos modelos na Figura 4.

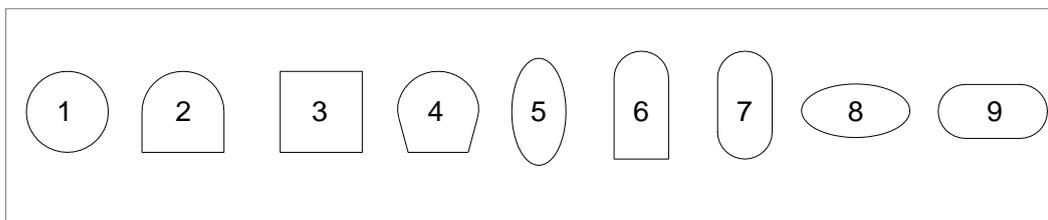


Figura 3 - Formatos utilizados para as simulações.

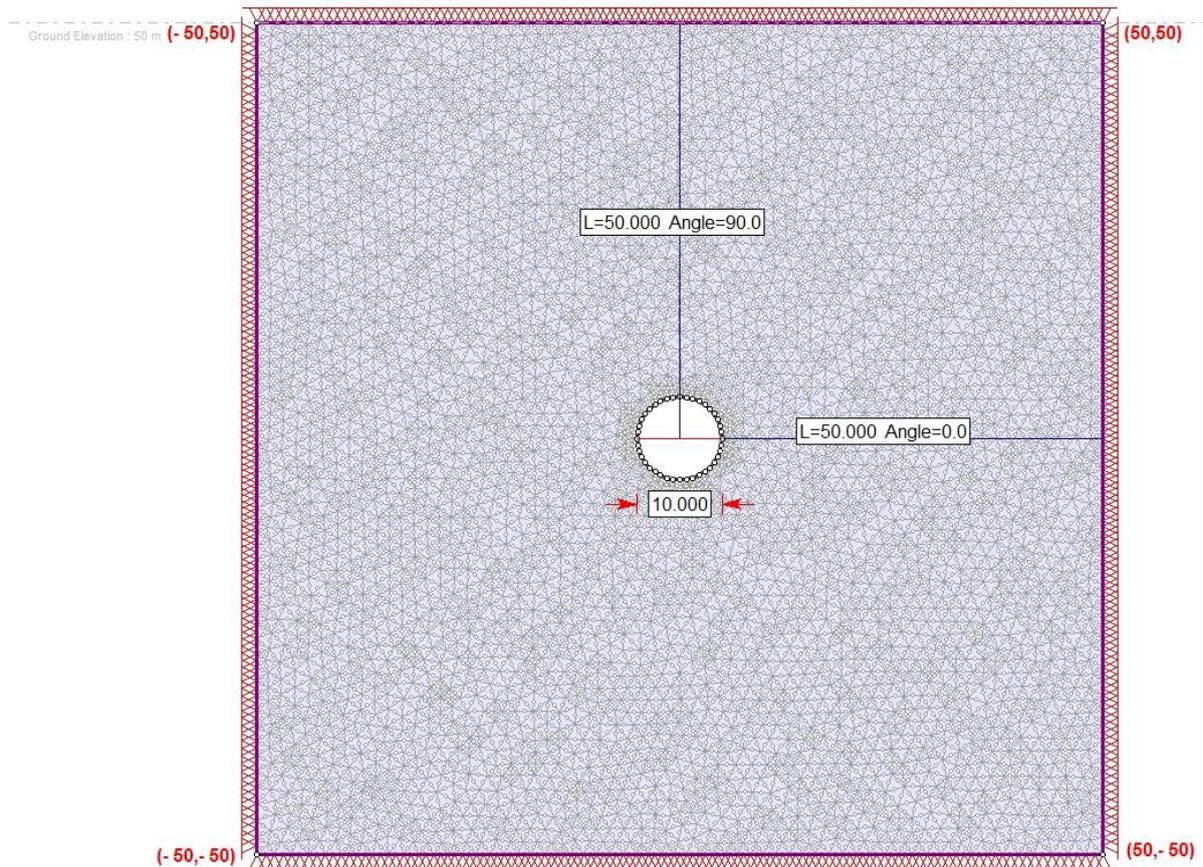


Figura 4 - Condições de contorno e geometria para as simulações, valores de comprimento em metros.

5 DISCUSSÃO E RESULTADOS

5.1 INFLUÊNCIA DA DISPERSÃO DA ZONA PLÁSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DAS ESCAVAÇÕES

De acordo com os resultados obtidos, os maiores valores de dispersão nos valores dos raios plásticos médios, para todos os formatos, ocorreram no intervalo de 300 a 400 metros de profundidade, sendo assim, de forma a analisar a influência de tal dispersão na Curva Característica do Maciço Rochoso (*GRC*) e na Curva Característica do Suporte (*SSC*), utilizou-se os dados da profundidade de 300 metros, pois nesta profundidade ocorreram dispersões positivas e negativas para $K = 1$, campo de tensão hidrostático. Assim, os valores referentes ao deslocamento máximo e ao raio plástico ou raio da Zona Plástica para profundidade de 300 metros e $K = 1$, obtidos através do software *RocSupport 3.0* foram de 0,8289 metros e 6,690 metros, respectivamente, sem a instalação do sistema de suporte. A dispersão da solução analítica de Duncan Fama (1993) foi de 0,1%, ou seja, baixa dispersão. Os resultados obtidos da dispersão no raio plástico podem ser analisados na Figura 5, na qual é inserida a Curva Característica do Suporte (*SCC*), em verde, a qual se comporta como um material elasto-

plástico perfeito sendo a tensão de pico igual à tensão residual, a pressão máxima do suporte ($p_s^{máx}$) sendo igual a $1,416 MPa$. A aplicação do sistema de suporte irá interromper o deslocamento da escavação alcançando o ponto de equilíbrio no sistema, o qual para o caso da solução analítica corresponde ao valor de $1,130 MPa$, em consequência disso haverá também uma redução no raio da Zona Plástica, passando a mesma para o valor de 5,77 metros.

Diante dos valores da pressão máxima do suporte ($p_s^{máx}$) e da pressão do suporte no ponto de equilíbrio (p_s^{eq}), é possível obter o valor do Fator de Segurança (FS) para a solução analítica de Duncan Fama (1993), contudo vale salientar que a obtenção do mesmo ocorre na interseção entre as curvas GRC e SCC (na parte inclinada da curva, não sendo considerado o FS na interseção com o Patamar da curva), assim temos:

$$FS = \frac{p_s^{máx.}}{p_s^{eq.}} = \frac{1,416MPa}{1,130MPa} \cong 1,25 \quad (2)$$

Entretanto, ao se analisar a margem de segurança indicada pela solução analítica e pelas soluções computacionais, verificou-se que, para a solução analítica, o valor do fator de segurança foi de 1,25, aproximadamente, ou seja, $FS > 1$, sendo o suporte adequado. Já para os formatos 2, 4 e 5, o fator de segurança é maior do que 1, $FS > 1$, mas, muito próximo de 1, ou seja, o suporte está trabalhando próximo da capacidade máxima, podendo o equilíbrio ser instável. Contudo, para os formatos 3, 6, 7, 8 e 9, o fator de segurança foi menor que 1, $FS < 1$, pois não há interseção entre as curvas GRC e SCC (*parte inclinada da curva*). Assim, para esses formatos o suporte/reforço instalado seria inadequado. Para o formato 1 simulado, o resultado é semelhante ao da solução analítica de Duncan Fama (1993).

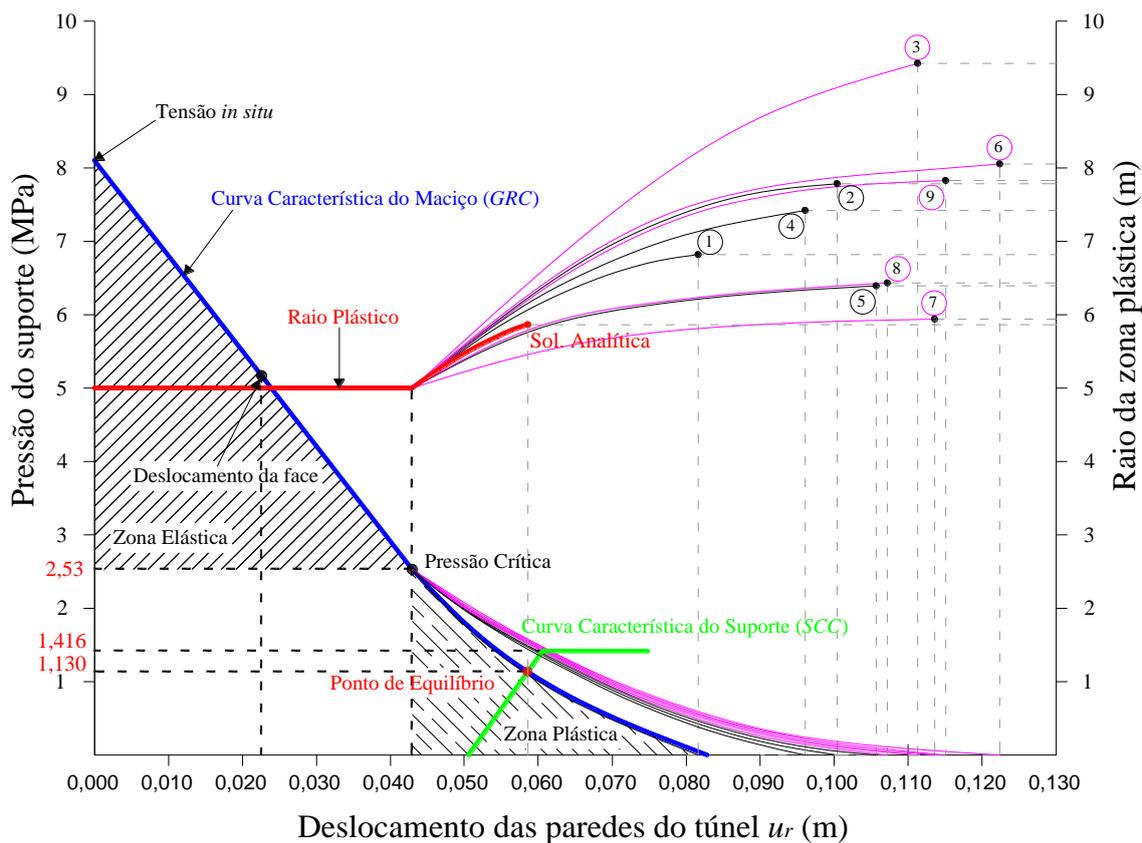


Figura 5 - Deslocamento das paredes do túnel versus Pressão de Suporte e Raio da Zona Plástica para a solução analítica e as soluções numéricas para os 9 formatos de escavações, com as respectivas curvas GRC e SCC, considerando-se um campo de tensões hidrostático, $z = 300$ m.

5.2 INFLUÊNCIA DA DISPERSÃO DA ZONA PLÁSTICA DO FATOR DE SEGURANÇA DAS ESCAVAÇÕES

Conforme os resultados obtidos, onde foram apresentadas as zonas plásticas para cada formato, há uma faixa de K e z , na qual ocorre o aparecimento do formato “borboleta” ou *epitrocoidal*. Contudo, pode-se observar também que à medida que K se afasta do valor 1, ou seja, de um campo de tensões hidrostático, o formato da zona plastificada passa gradativamente de circular para elíptica e depois para o formato borboleta, de acordo com os valores de K e z .

Essa mudança pode gerar sérios problemas de instabilidade em escavações subterrâneas onde se pretenda utilizar reforços para manter a sua integridade/estabilidade. Na Figura 6 tem-se uma escavação circular hipotética, submetida a valores de K diferentes, que, como dito anteriormente, geram formatos distintos da zona plastificada: circular, elíptico e borboleta. Para essa análise, considerou-se também a instalação de um sistema de reforço distribuído uniformemente. Observa-se

que na Zona Plástica com formato Circular, todo o sistema de reforço está sendo solicitado e ancorado na Zona Elástica, sendo efetiva a ação do sistema.

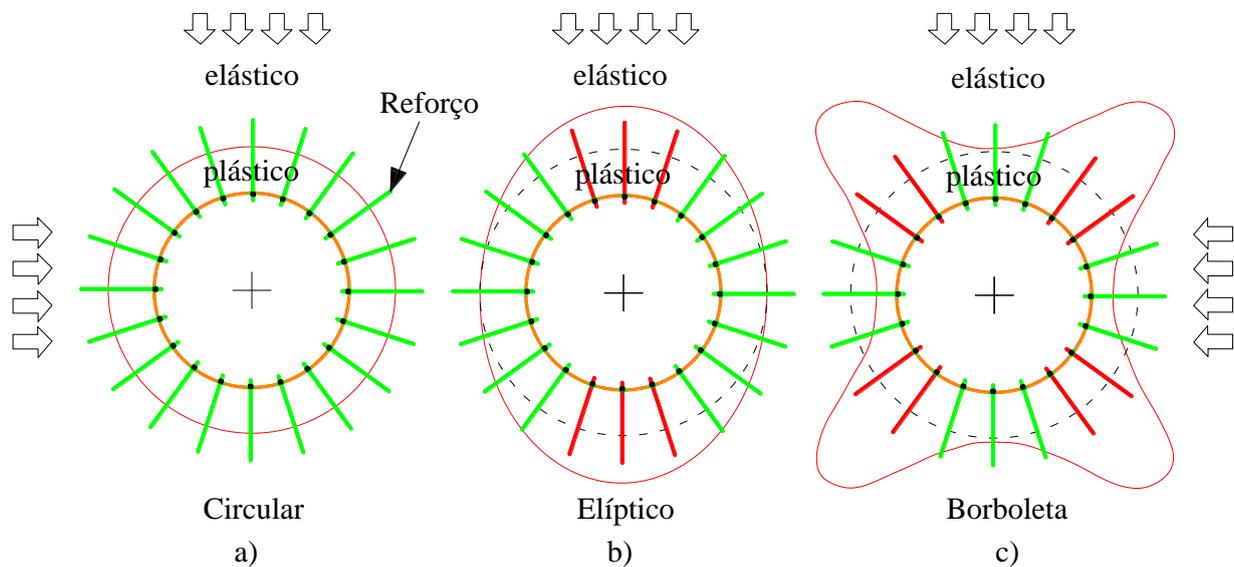


Figura 6 - Mudança no formato da Zona Plástica em torno de uma escavação circular, passando de a) circular, b) elíptico e c) borboleta ou *epitrocoidal*, à medida que se varia o valor de K e z .

Com a mudança do formato da Zona Plástica de circular para elíptica, os sistemas de reforço do teto e do piso, em cor vermelha, passaram a ser ancorados na Zona Plástica, perdendo assim, parte da sua sustentação. Com a mudança do formato da Zona Plástica de Elíptica para o formato Borboleta (*epitrocoidal*), os reforços direcionados nas diagonais da escavação que perdem parte de sua sustentação ou parte da resistência do sistema.

6 CONCLUSÕES

Ao simular um maciço rochoso específico, variando-se a razão entre tensão horizontal e tensão vertical, K , a profundidade, z , e os 9 formatos das escavações, conclui-se:

- Para o formato 1, circular, a dispersão do Raio Plástico entre a solução analítica e as soluções computacionais foram mais expressivas nas profundidades de 300, 500 e 1000 metros, não ultrapassando uma dispersão máxima de 2,0%, ao se calibrar o modelo simulado;
- Os intervalos utilizados para K e z mostraram, para todos os 9 formatos, uma mudança no formato da Zona Plástica, primeiramente do formato Circular para o formato Elíptico e depois do formato Elíptico para o formato Borboleta;
- O aparecimento do formato borboleta depende do formato da escavação, ocorrendo em todos os formatos simulados em faixas de valores diferentes de K e z ;

- A exemplificação para $K = 1$ e $z = 300$ metros demonstrou o quanto há de dispersão no Raio Plástico entre a solução analítica e a solução numérica para os 9 formatos e o quanto isso pode interferir no sistema de reforço, reduzindo a segurança da escavação, $FS < 1$, ao se considerar o Método da Convergência-Confinamento para os formatos diferentes do Circular;
- A consideração atual, em projetos conceituais ou preliminares em escavações subterrâneas em rocha de que a zona plástica seja concêntrica, pode trazer alguns problemas de instabilidade, pois como vimos, quando a zona plástica adquire o formato elíptico há instabilidade no sistema de reforço no Teto e no Piso e quando a zona plástica adquire o formato borboleta há instabilidade nas diagonais das escavações, Figura 6.

Enfim, no Método da Convergência-Confinamento tem-se uma abordagem interessante e útil, contudo, para escavações com formato Circular e $K = 1$. Já para os outros formatos simulados e valores diferentes de $K = 1$, é preciso ter cuidado ao aplicá-lo, pois foi visto que há uma dispersão considerável dos valores dos Raios Plásticos obtidos e dos formatos das zonas plásticas encontradas.

7 REFERÊNCIAS

AFTES, French Association for Underground Works. (1978). *Analysis of tunnel stability by the Convergence- Confinement Method. Underground Space 4 (4), 221--223.*

Carranza-Torres, C. e Fairhurst, C. (2000a). *Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion, Tunnelling and Underground Space Technology, v. 15, n. 2, pp. 187-213.*

Duncan Fama, M.E. (1993). *Numerical modelling of yield zones in weak rocks. In Comprehensive rock engineering, (ed. J.A. Hudson) 2, 49-75. Pergamon, Oxford.*

Fenner, R. (1938): *Undersuchungen zur erkenntnis des Gebirgsdruckes. Gluckauf, 74, 681–695 and 705–715.*

Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics, 2nd edn. John Wiley, Chichester, 562pp.*

Hoek, E. & Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527pp.*

Hoek, E. (2014). *Rock Support Interaction Analysis for Tunnels in weak rock masses. Geotechnica Tunnel Engineering – Ground – Structure Interaction. site*

:<http://geotechnica.com/Publication/Show/3951/ROCK-SUPPORT-INTERACTION-ANALYSIS-FOR-TUNNELS-IN-WEAK-ROCK-MASSSES>. Visualizado em 26/08/2014, 15:00h.

Hutchinson, D. J. & M. S. Diederichs - (1996) - *Cablebolting in underground mines - Richmond (BC): BiTech Publishers Ltd. 406 p.*

Obert, L., Duvall, W. I. (1967). *Rock mechanics and the design of structures in rock*. New York: John Wiley & Sons, Inc.; 1967.

Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence–confinement*, Presses de L'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Prager, W. (1959). *An Introduction to Plasticity*. Addison-Wesley: Reading, Mass.

Schurch, R. & Anagnostou, G. (2012). *The Applicability of the Ground Response Curve to Tunnelling Problems that Violate Rotational Symmetry*. *Rock Mech Rock Eng* 45:1–10.

Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. (1970). *Theory of Elasticity*, 3rd edn. Wiley: New York.

Vlachopoulos, N. and Diederichs, M.S. 2009a. *Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels*. *Rock Mech Rock Eng* 42:131–146.

ANEXO I: LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a	- Raio da escavação ou expoente do critério de Hoek & Brown;
c	- Coesão;
c_p	- Coesão de pico;
c_r	- Coesão residual;
D	- Fator de Distúrbio;
FS	- Fator de Segurança;
E	- Módulo de Young ou de Elasticidade;
FS	- Fator de Segurança;
H	- Altura da escavação;
K	- Razão entre a tensão horizontal e a tensão vertical;
m_b, s	- Parâmetros do maciço rochoso para o critério de Hoek & Brown;
m_i	- Parâmetro da rocha intacta para o critério de Hoek & Brown;
σ_{cm}	- Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso;
σ_{ci}	- Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;
σ_v	- Tensão vertical;
σ_t	- Resistência à tração;
σ_{tp}	- Resistência à tração de pico;
σ_{tr}	- Resistência à tração residual;
ϕ	- Ângulo de atrito;

- ϕ_p - Ângulo de atrito de pico;
- ϕ_r - Ângulo de atrito residual;
- ν - Coeficiente de Poisson;
- $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ - Tensões normais nas direções x , y e z , respectivamente;
- GSI - Índice de resistência geológica (*Geological Strength Index* ou *índice*);

Capítulo 4

AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA DE OBRAS DE CONTENÇÃO. CASO DE ESTUDO.

[DOI: 10.37423/200500843](https://doi.org/10.37423/200500843)

Liosber Medina García (Universidade de Brasília, Brasília, Brasil).

liomedina83@gmail.com

Carlos A. Recarey Morfa (Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, Santa Clara, Cuba).

recarey@uclv.edu.cu

Márcio Muniz de Farias (Universidade de Brasília, Brasília, Brasil).

mmuniz94@gmail.com

Domingo E. Delgado Martínez (Universidad Latina de Costa Rica, San José, Costa Rica).

domingodelgadamartinez@gmail.com



RESUMO: Este artigo apresenta uma análise probabilística de uma obra de contenção de taludes. A obra analisada é o talude nos arredores de um hotel de turismo de natureza, localizado na região de Topes de Collantes, no centro da ilha de Cuba. O talude norte apresentou sintomas de falha com baixas velocidades de deslocamentos e por isso foi projetada uma cortina de estacas com o objetivo de estabilizar o talude. Geralmente a avaliação da estabilidade de diversas estruturas é feita com o uso de conceitos determinísticos. O fator de segurança (FS) obtido geralmente deve ser suficiente para garantir a estabilidade da obra com certa margem de erro, mas é fato conhecido que este tipo de análise determinística não leva em consideração as incertezas devido à natureza heterogênea do solo e dos eventos naturais. Eventualmente é possível determinar a probabilidade de ocorrência do processo de ruptura e suas consequências ou danos. A probabilidade de ruptura é correlacionada com o valor médio do fator de segurança e seu desvio padrão (s). A metodologia probabilística adotada para analisar a estabilidade da obra é baseada no Método de Monte Carlo. O fator de segurança determinístico foi calculado com o método de Morgenstern-Price, fixando-se a linha freática na condição crítica coincidente com o nível do terreno. As condições geométricas do talude, o coeficiente de cargas sísmicas e as propriedades das estacas foram consideradas constantes, enquanto que foram consideradas distribuições normais para as demais variáveis de entrada, quase sejam peso específico, coesão e ângulo de atrito do solo. O método de Monte Carlo fornece uma distribuição de resultados de FS, obtidos a partir das distribuições de probabilidade das variáveis de entrada. Para o processo de cálculo foi utilizado o código comercial SLOPE/W. Foram analisados três perfis do talude e os resultados mostram que para os eventos estudados a uma probabilidade alta de ruptura.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Determinístico, Avaliação Probabilística, Monte Carlo.

1 INTRODUÇÃO

1.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

O processo de ocupação da natureza pelo homem e o crescimento da população impõem cada vez mais o aproveitamento do solo para a ocupação de obras civis. O processo de escavação, na maioria dos casos, não é o processo final de um projeto, mas um meio para concluí-lo sendo preciso levar em conta um determinado nível de segurança, medido geralmente pela obtenção de um Fator de Segurança (FS).

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE, 1998), a execução de cortes nos maciços pode condicionar movimentos de massa ou, mais especificamente, escorregamentos de taludes, caso as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura (Marangon, 1998) Segundo Machado (2001), geralmente a avaliação da estabilidade de diversas estruturas é feita com o uso de conceitos determinísticos.

Estes conceitos são baseados em fatores de segurança julgados adequados à natureza da obra, onde o fator de segurança unitário indica uma ruptura iminente. Contudo, qualquer análise realizada apresentará incertezas sobre os resultados obtidos, seja em função dos modelos utilizados, que geralmente constituem simplificações da realidade, seja em função dos parâmetros que alimentam esses modelos, que carregam consigo uma variabilidade intrínseca decorrente da heterogeneidade do material estudado.

Nas análises de estabilidade de taludes as incertezas também são muito importantes, pois o solo, ao contrário de outros materiais de construção, possui um processo de formação natural que torna suas propriedades altamente dependentes dos processos geológicos atuantes em sua gênese (Costa, 2005).

1.2 MÉTODOS DETERMINÍSTICOS

As análises determinísticas de estabilidade de taludes, usadas comumente na geotecnia, são baseadas em métodos de equilíbrio limite (Bishop, 1955; Spencer, 1967; Morgenstern-Price, 1965; Janbu, 1973). Estes métodos consideram as melhores quantificações dos parâmetros de entrada (valores médios). O fator de segurança (FS) obtido deve ser suficiente para garantir a segurança, mas é de fato conhecido que este tipo de análise não leva em consideração as incertezas devido à natureza heterogênea do solo e a variabilidade dos eventos que podem ocorrer.

1.3 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

Eventualmente é possível determinar a probabilidade de ocorrência do processo de ruptura e suas conseqüências ou danos. A probabilidade de ruptura é correlacionada com o valor médio do fator de segurança e seu desvio padrão (σ). Na literatura são reconhecidos vários métodos para esta finalidade, por exemplo, o Método das Estimativas Pontuais, Rosenbleuth, Método FOSM e o método de Monte Carlo. Com o desenvolvimento atual da tecnologia, é relativamente fácil rodar este tipo de análise com a utilização de códigos computacionais. É importante que o usuário leve em conta o custo computacional do processo de cálculo na decisão de que metodologia probabilística a utilizar.

O método de Monte Carlo apresenta a possibilidade de transformar, com um grau de elegância, uma metodologia determinística em uma metodologia de natureza estocástica, que é considerada uma abordagem mais racional (Quevedo & Martínez, 2011).

O método de Monte Carlo resulta em uma curva de freqüência de resultados obtidos a partir de distribuições (normais) de probabilidade das variáveis independentes. O processo de cálculo pode se tornar complexo pela grande quantidade de operações matemáticas que são necessárias.

2 METODOLOGIA

2.1 LOCALIZAÇÃO DO PROBLEMA

A obra analisada, Talude Norte do Kurthotel, localiza-se ao sul do centro da Ilha de Cuba na zona de montanhas da província Sancti Spiritus.

Em 1985 registrou-se uma ruptura de tipo local no talude norte que inutilizou alguns serviços do hotel. Decidiu-se então realizar uma correção da geometria preenchendo a falha com materiais locais mal compactados sem eliminar as causas do problema.



Figura 1. Localização do Talude Norte Kurthotel, Cuba.

Fonte: Google Maps.

Nas décadas seguintes os mesmos problemas continuaram com velocidade de deslocamento pequena, segundo a classificação de Varnes, referenciada por (Marangon, 1998) e ilustrada na Figura 2.

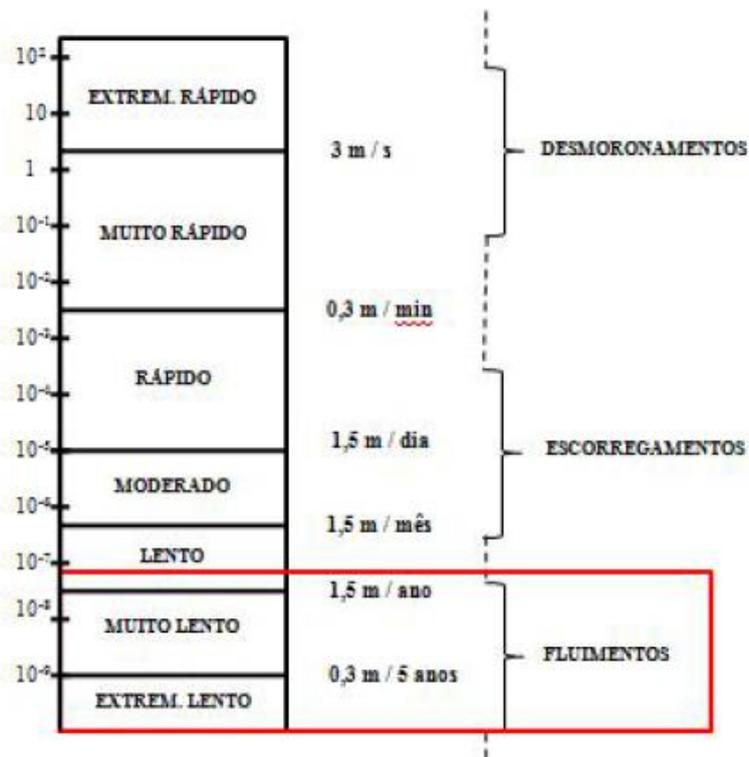


Figura 2. Escala de velocidade de Varnes para classificação dos deslocamentos de terra. Fonte: (Marangon, 1998 modificado).

A continuidade dos problemas sugere que suas causas não haviam sido bem identificadas nem resolvidas. Muitos estudos foram feitos até achar as causas das patologias apresentadas:

- Corte de árvores na área do talude;
- Vazamento de tubulações, aumentado a pressão de poros nos solos;
- Sismos perceptíveis na zona.

2.2 ANTECEDENTES

Como antecedente a este trabalho destacam-se as investigações geotécnicas da área e o projeto de retificação do Talude Norte realizado (Chagoyen et al., 2000).

Neste trabalho são identificados os perfis mais críticos do talude e as causas da falha, calculouse o fator de segurança pela metodologia determinística e foi projetada uma solução de estabilização por meio de uma cortina de estacas justapostas com diâmetro de 0,50 m e comprimento de até 6,5m. A figura 3 mostra um esquema de uns dos referidos perfis geotécnicos.

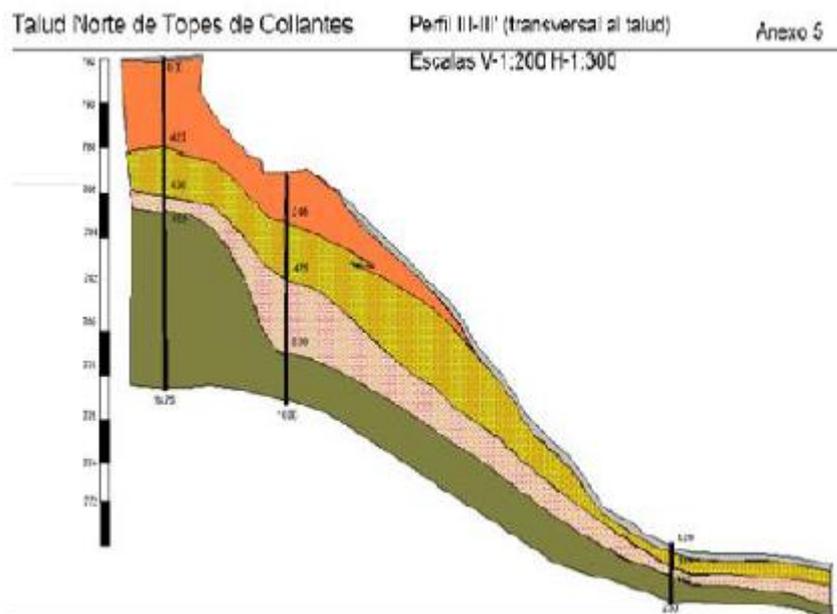


Figura 3. Perfil III-III Talude Norte. Kurthotel, Cuba.

Fonte: (Chagoyen et al., 2000)

Apresentam-se na Tabela 1 os valores médios, o coeficientes de variação, e o desvio padrão de algumas propriedades dos solos da zona. Os valores de desvio padrão são calculados a partir dos

coeficientes de variação encontrados em Assis (2000) que determina uma variação de 5% para o peso específico, 40% para a coesão e 10% para o ângulo de atrito.

Tabela 1. Valores médios e desvio padrão das propriedades mecânicas dos estratos.

Solo		γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Preenchimento	M	19.4	17	18
pedregulho silte e areia	s	0.97	6.8	1.8
Preenchimento	M	18.6	20	21
pedregulho argiloso	s	0.93	8	2.1
Silte argiloso com areia	M	18.45	18	22
	s	0.92	7.2	2.2
Silte arenoso (eluviação)	M	17.57	24	28
	s	0.87	9.6	2.8

M: Valor Médio, s: Desvio Padrão

2.3 CÁLCULO DE FATOR DE SEGURANÇA POR METODOLOGIA DETERMINÍSTICA.

Utilizou-se o software Geo-Slope 2007, inicialmente para calcular o fator de segurança determinístico para três condições : solo natural (úmido), solo saturado e ação de sismo em adição na condição de solo natural. A condição saturada foi simulada fazendo com que o nível freático coincidissem com a superfície superior do talude. A condição de sismo foi simulada aplicando-se forças horizontais com uma fator de 0.04 % do peso de cada fatia. Este valor foi calculado atendendo aos critérios da norma cubana de construções resistentes ao sismo (NC 46-1999).

Foram analisados 3 perfis, um dos quais é ilustrado na Figura 3. Os métodos utilizados foram: Fellenius (ordinary), Bishop, Janbu e Morgenstern-Price. Neste tipo de análise os dados utilizados são geralmente valores médios, mas nem sempre estes dados são os mais representativos, devido a incertezas principalmente na composição dos solos. São mostrados na Tabela 2 os resultados do método de Morgenstern-Price por apresentar os valores mais baixos de segurança e por atender simultaneamente às condições de equilíbrio de forças e momentos.

Tabela 2. Fator de Segurança. Método de Morgenstern- Price

Perfil	Condição	FS
Perfil III-III	Solo úmido	2.483
	Solo saturado	1.308
Perfil IV-IV	Sismo	2.218
	Solo úmido	1.249
	Solo saturado	0.771
	Sismo	1.152
Perfil V-V	Solo úmido	1.251
	Solo saturado	0.791
	Sismo	1.162

Os perfis IV-IV e V-V rompem na condição de talude saturado e quando é analisada a ação de sismo o fator de segurança diminui consideravelmente, reproduzindo o que aconteceu na obra analisada. Essa é uma maneira de validar a análise feita e comprovar o estudo anterior.

3 ANALISE PROBABILISTICA

Com a metodologia probabilística é possível conhecer além do fator de segurança do talude a distribuição da probabilidade de ruptura a partir do cálculo das variações dos dados de entrada.

Neste estudo são mantidas constantes as condições do talude (úmido, saturado ou sob ação de sismo) e varia-se somente as propriedades dos solos dos estratos. Só são analisadas apenas estas duas últimas condições as quais levaram os taludes à ruptura.

Ressalta-se também que a probabilidade de falha será calculada para vários períodos de retorno pela ausência de dados históricos.

3.1 ANÁLISES DA CONVERGÊNCIA DOS MODELOS ANALISADOS

A análise de convergência é feita para determinar o número de rodadas necessárias para estabilizar numericamente o resultado do Método de Monte Carlo. No geral não se deve analisar apenas o FS médio como variável de controle, sendo também necessário analisar a convergência do desvio padrão. Estes resultados são apresentados graficamente nas figuras 4 e 5, respectivamente.

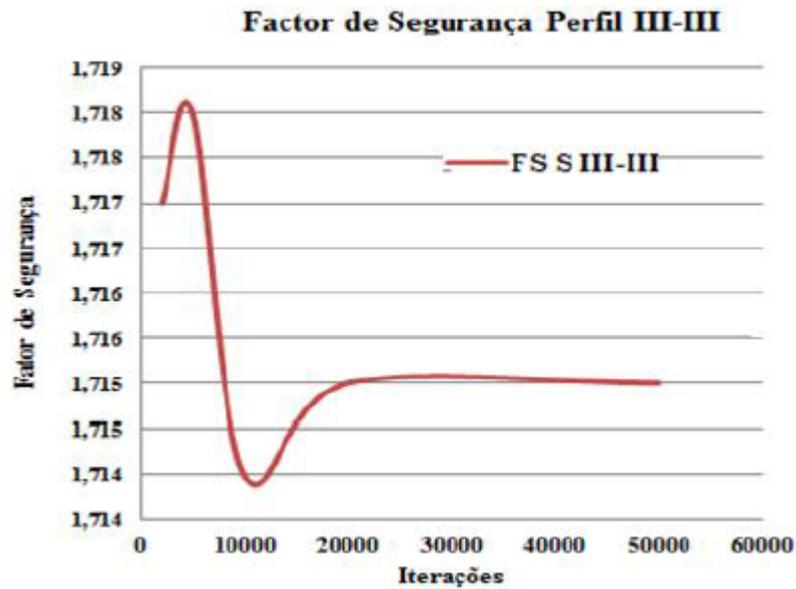


Figura 4. Convergência do Fator de segurança Perfil III-III condição de solo úmido.

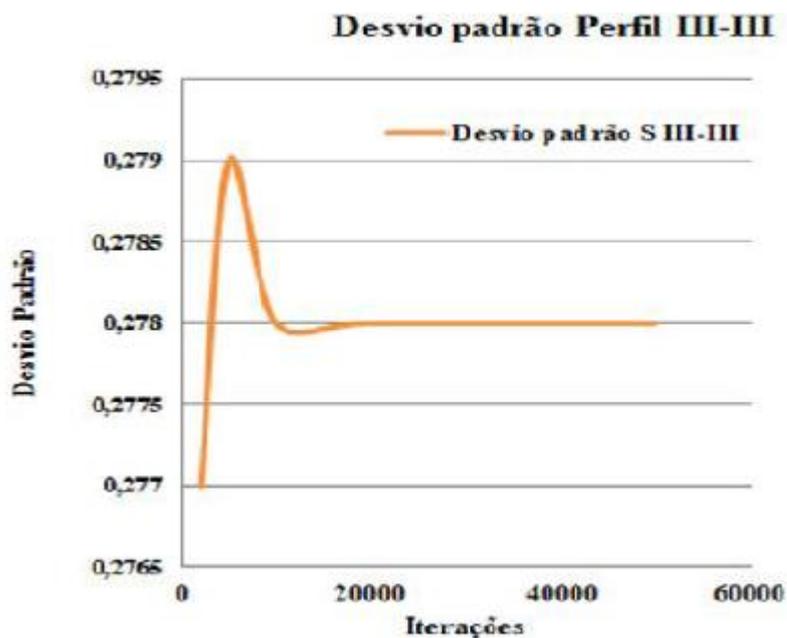


Figura 5. Convergência do desvio padrão Perfil III-III condição de solo úmido.

As análises de convergência serão feitas sempre que mudem as condições do problema, no caso atual é feito para cada perfil e cada mudança de condição de carregamento do solo.

Para todos os casos, a constância do Fator de Segurança foi atingida com cerca de 20000 simulações, enquanto que o desvio padrão se estabilizou para cerca de 10000 simulações. Os valores convergidos são apresentados na Tabela 3. Os valores na tabela correspondem ao análise do talude sem a obra de estabilização projetada e são calculado pelos critérios do método Morgestern-Price.

Tabela 3. Resultados do análise probabilística Fator de Segurança. Método de Morgenstern-Price.

Perfil	Condição	Variável	Resultado	Iterações
Perfil III-III	Solo úmido	FS	1.715	20000
		σ	0.267	10000
	Solo saturado	FS	1.159	10000
		σ	0.25	10000
Perfil IV-IV	Solo úmido	FS	1.585	10000
		σ	0.201	10000
	Solo saturado	FS	1.2	20000
		σ	0.156	10000
Perfil V-V	Solo saturado	FS	0.733	10000
		σ	0.138	10000
	Solo úmido	FS	1.098	10000
		σ	0.145	10000
Perfil V-V	Solo saturado	FS	1.248	10000
		σ	0.169	20000
	Solo úmido	FS	0.777	20000
		σ	0.156	10000
Solo saturado	FS	1.197	10000	
	σ	0.181	10000	

3.2 CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE FALHA

A curva de frequência dos fatores de segurança seguiu uma distribuição normal, como se vê na Figura 6. As distribuições normais dos fatores de segurança permitem calcular as probabilidades de ruptura, mas o software utilizado não leva em conta o período de retorno. O período de retorno é o intervalo de tempo estimado de ocorrência dos eventos analisados. A definição de este parâmetro estatístico permite calcular a probabilidade de ruptura da obra dividindo a probabilidade de falha extrema calculado pelo software entre o período de ocorrência do evento.

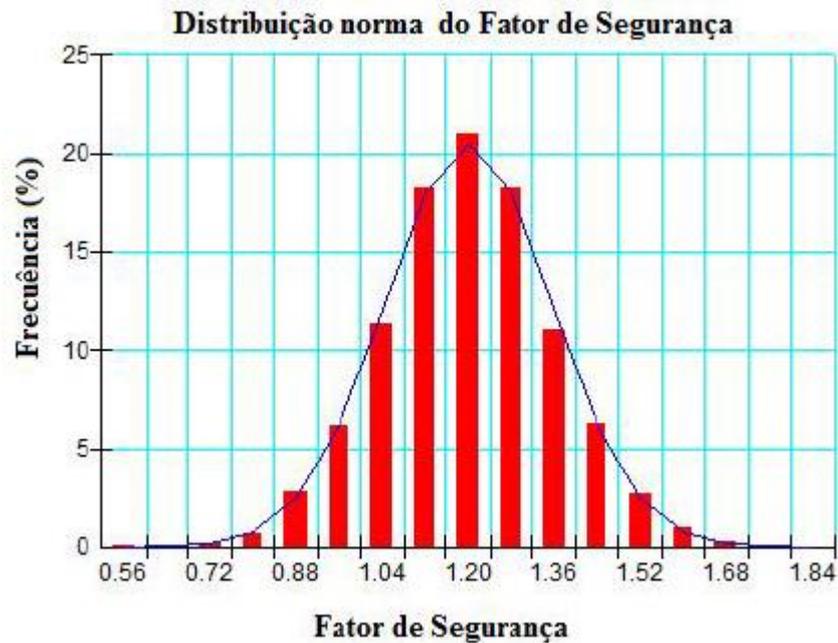


Figura 6. Distribuição normal de Fator de segurança. Perfil IV-IV condição de solo úmido.

Os períodos de retornos são determinados a partir da probabilidade de ocorrência de eventos extremos estimados de dados históricos, tendo-se aqui adotado os períodos de 5, 10 e 50 anos.

No caso da chuva extrema que pode levar o talude à condição de solo saturado foi estimada a partir da frequência de furacões de grande intensidade, pois a região é muito afetada por este tipo de condição meteorológica. Os mesmos períodos de retorno foram adotados para o caso da ocorrência de sismo, por falta de dados mais precisos. Na tabela 4 são apresentados as probabilidades de ruptura para os perfis aqui analisados.

Tabela 4. Cálculo das probabilidades para vários períodos de retorno

Perfil	Condição	Probabilidade e de Falha Calculada (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade e de Falha (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade e de Falha (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade e de Falha (%)
Perfil III-III	Solo	22,63	5	4,53	10	2,263	50	0,4526
	Saturado	48,97	5	9,79	10	4,897	50	0,9794
Perfil IV-IV	Solo	85,78	5	17,16	10	8,578	50	1,7156
	Saturado	74,82	5	14,96	10	7,482	50	1,4964
Perfil V-V	Solo	81,99	5	16,40	10	8,199	50	1,6398
	Saturado	71,8	5	14,36	10	7,18	50	1,436

3.3 CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA E PROBABILIDADE DE RUPTURA PARA A SOLUÇÃO PROJETADA

O projeto de estabilização proposto incluiu correções na geometria do talude e a construção de uma cortina de estacas justapostas com as referidas dimensões, como ilustrado na Figura 7. O espaçamento entre as estacas foi definido na faixa de 3 até 7 vezes o diâmetro da mesma. Para o análise foi considerado um espaçamento de 2m, uma resistência ao cisalhamento de 200 kN. É considerada a tensão cisalhante paralela a superfície de ruptura. Nesta seção analisa-se a solução proposta com as mesmas condições extremas para verificar sua eficácia.

A Tabela 5 os acréscimos relativos no fator de segurança e desvio padrão convergidos. Além da variação numérica de FS é importante notar que também ocorre uma mudança na superfície de ruptura.

Na Figura 7 se mostra como ocorre à mudança de superfície crítica, a qual foi trasladada para outra posição em relação à inicial. Caso no futuro se deseje projetar áreas de crescimento das instalações do hotel, os resultados mostram a necessidade de projetar outro tipo de obra para estabilizar o talude.

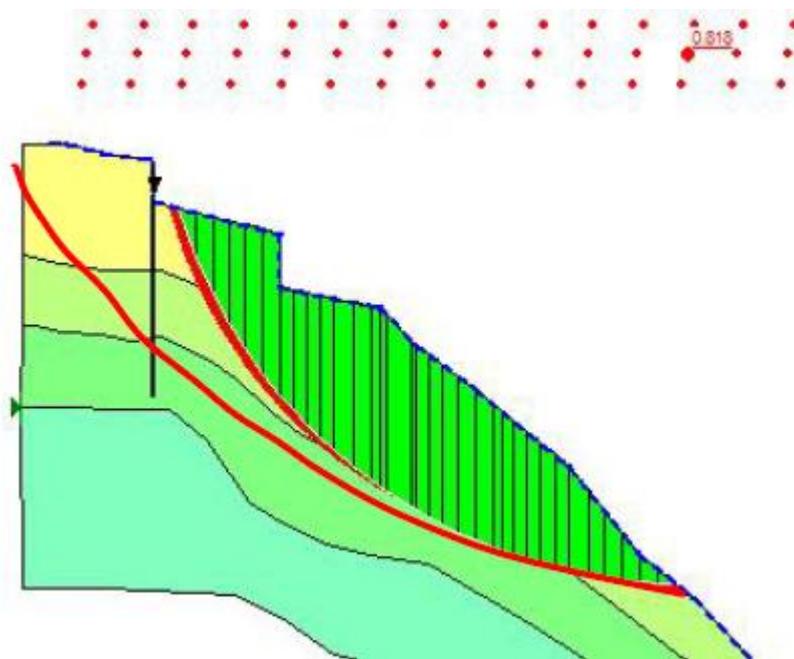


Figura 7. Mudança da superfície de falha. Perfil IV-IV condição de solo saturado.

Tabela5. Resultados do análise probabilística Fator de Segurança. Método de Morgenstern-Price para a solução projetada.

Perfil	Condição	Variável	Resultado	Variação
Perfil III-III	Solo	FS	2.056	19.9
	Úmido	s	0.476	78.3
	Solo saturado	FS	1.474	27.2
		s	0.439	75.6
	Sismo	FS	1.829	15.4
		s	0.426	111.9
Perfil IV-IV	Solo	FS	1.296	8.0
	Úmido	s	0.183	17.3
	Solo saturado	FS	0.819	11.7
		s	0.164	18.8
	Sismo	FS	1.196	8.9
		s	0.173	19.3
Perfil V-V	Solo	FS	1.293	3.6
	Úmido	s	0.193	14.8
	Solo saturado	FS	0.831	6.9
		s	0.179	14.7
	Sismo	FS	1.197	2.7
		s	0.182	13.0

Na tabela 6 mostram-se os valores das probabilidades de ruptura para os diferentes períodos de retorno. Embora a solução proposta tenha melhorado a estabilidade, os resultados aqui apresentados demonstram que nas condições atuais ainda há uma probabilidade razoável de ruptura o que é muito importante considerar para projeto futuros.

Tabela 6. Cálculo das probabilidades para vários períodos de retorno

Perfil	Condição	Probabilidade de Falha Calculada (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade de Falha (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade de Falha (%)	Período de Retorno (Anos)	Probabilidade de Falha (%)
Perfil III-III	Solo Saturado	14.34	5	2.868	10	1.434	50	0.2868
	Sismo	2.51	5	0.502	10	0.251	50	0.0502
Perfil IV-IV	Solo Saturado	85.96	5	17.192	10	8.596	50	1.7192
	Sismo	12	5	2.4	10	1.2	50	0.24
Perfil V-V	Solo Saturado	82.9	5	16.58	10	8.29	50	1.658
	Sismo	13.58	5	2.716	10	1.358	50	0.2716

4 CONCLUSÕES

Foram analisadas as três seções consideradas críticas pelos anteriores estudos realizados para a obra abordada. Os taludes foram analisados com o método determinístico e com método probabilístico de Monte Carlo. O cálculo do fator de segurança foi feito utilizando o programa Geo-Slope 2007 para os métodos de Bishop, Fellenius, Janbu e Morgenstern-Price, apresentando-se sempre os resultados deste último por serem considerados mais exatos. Foram analisadas condições de carregamento de talude saturado e sismo, as quais seriam as condições críticas responsáveis pela ruptura do talude.

O desvio padrão de cada variável envolvida no problema, devido à falta de dados, foi calculado partir dos valores dos coeficientes de variação encontrados na literatura, o que pode alterar os resultados obtidos.

Demonstra-se que a partir das 10.000 iterações não existem mudanças significativas nos resultados de fator de segurança médio calculado com o Método de Monte Carlo. Isto é muito importante levar em conta, para e avaliar o custo computacional e definir o método probabilístico a utilizar.

Dentre os cortes analisados, o Perfil III-III é classificado como o menos crítico, mas a solução projetada ainda apresenta uma probabilidade de falha muito alta, demonstrando que as causas do problema não foram totalmente resolvidas, caso ocorram os eventos extremos aqui analisados.

5 REFERÊNCIAS

- Assis, A. P. (2002). Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Apostila: Publicação G.AP-002/01. Brasília.
- Barbetta, P. A., Reis, M. M., & Bornia, A. C. (2009). Estatística: para cursos de engenharia e informática. São Paulo: Editora Atlas, 2 ed., 2. reimpr.'
- Chagoyen, E., Lima, R., Recarey, C., & Oliva, A.O. (2000). Corrección de los Defectos del Talud Norte (Kurthotel).
- Costa, E.A. (2005). Avaliação de ameaças e risco geotécnico aplicados à estabilidade de taludes. Universidade federal do rio grande do sul.
- Machado, L.S. (2001). Estudo estatístico de parâmetros de resistência de um solo residual de granulito. Rio de Janeiro, 345–353.
- Marangon, M. (1998). Estabilidade de taludes. Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra, pp. 1–25.
- NC 46. (1999). Construcciones sismorresistentes. requisitos básicos para el diseño y construcción: 75. Quevedo, G. & Martínez, A. (2011). Análisis estocástico y diseño probabilista en la geotecnia.

aplicación al diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos. Rev. La Construcción, 10 No 1: 15–23.

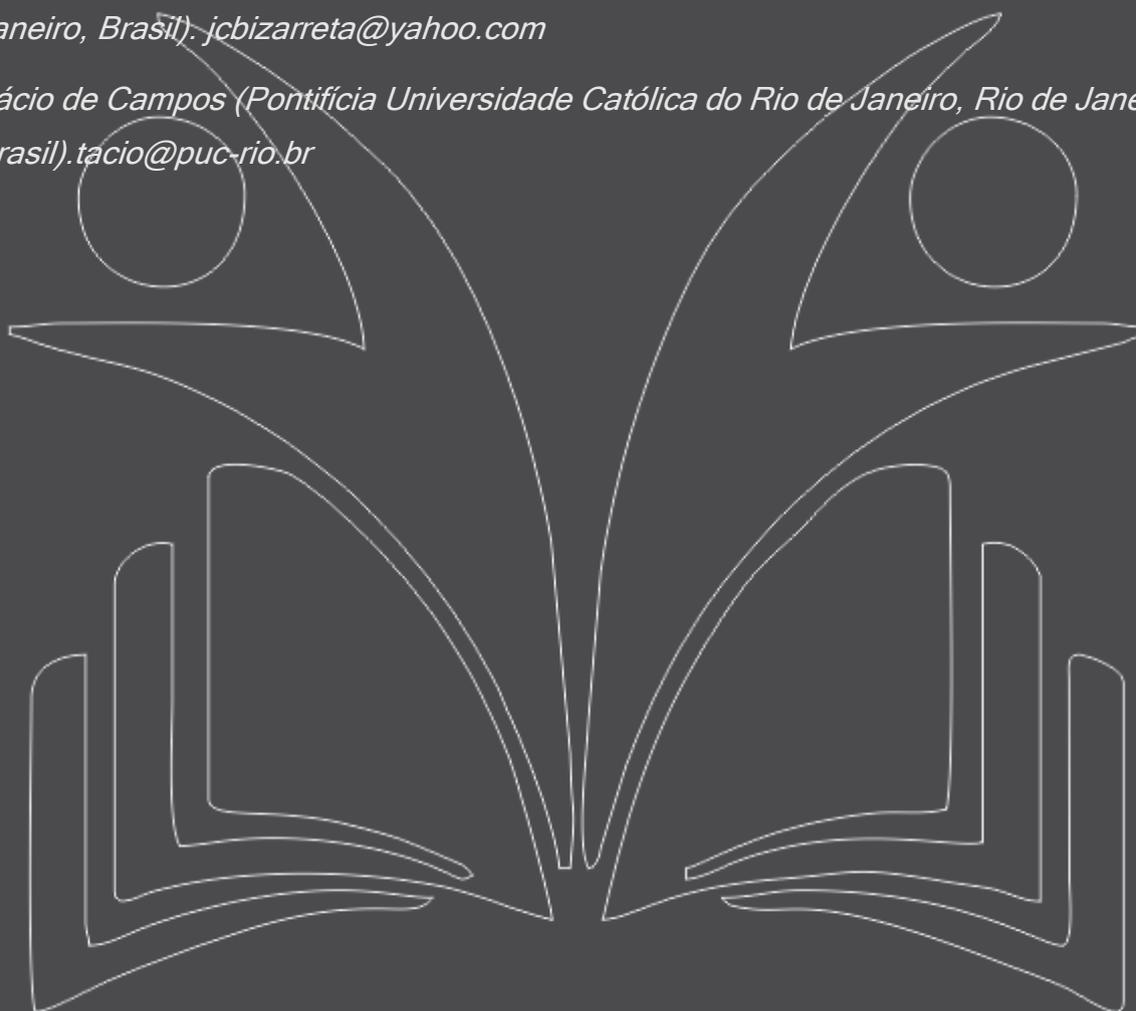
Capítulo 5

ANÁLISE DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE UM LODO DA INDÚSTRIA DE PAPEL BAIXO DIFERENTES UMIDADES DE COMPACTAÇÃO

[DOI: 10.37423/200500852](https://doi.org/10.37423/200500852)

Julio Bizarreta-Ortega (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil). jcbizarreta@yahoo.com

Tácio de Campos (Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil). tacio@puc-rio.br



RESUMO: Um lodo da indústria de papel (LIP), especificamente do tipo primário, é estudado visando avaliar seu potencial de uso em sistemas de cobertura para aterros de resíduos sólidos urbanos no Rio de Janeiro. No presente trabalho, apresenta-se resultados de ensaios de compactação e condutividade hidráulica saturada (k_{sat}), com corpos de prova preparados com umidades de compactação obtidas pelo processo de secagem gradual. O arranjo estrutural dos resíduos compactados com diferente umidade, foi observado mediante o uso de uma lupa binocular na parte central interna dos corpos de prova. Resultados mostram a variação de k_{sat} entre 10^{-4} e 10^{-9} m/s para uma faixa de umidades de compactação entre 35% e 310%. Três tipos de arranjo estrutural foram observados após a compactação de corpos de prova do LIP com diferentes umidades, e verificou-se que guardam relação com a variação do k_{sat} e a umidade de compactação. A estrutura de blocos de grumos moles está vinculada com k_{sat} baixas (menores que 8×10^{-8} m/s) e umidades elevadas da ordem de 310%; a estrutura maciça compacta possui k_{sat} muito baixas (menores que 4×10^{-9} m/s) e umidades ligeiramente acima da umidade ótima, da ordem de 140%; finalmente uma estrutura granular formada por grumos rígidos que está vinculada com k_{sat} elevadas (da ordem de 5×10^{-5} m/s) e umidades baixas da ordem de 38%. Conclui-se que a k_{sat} do lodo da indústria de papel compactado com uma mesma energia de compactação, depende da umidade de compactação e dos diferentes arranjos estruturais formados.

PALAVRAS-CHAVE: lodo da indústria de papel, condutibilidade hidráulica saturada, arranjo estrutural.

1 INTRODUÇÃO

A cobertura final é uma técnica que tem como finalidade a minimização da percolação de águas de chuvas no interior do ARSU, e a redução da saída dos gases de efeito estufa para a atmosfera. Ao minimizar a infiltração de água, contribui-se para uma diminuição da produção do percolato contaminante (chorume) no interior do ARSU. Para a escolha dos materiais para a cobertura final, assim como nas dos processos de infiltração da água é fundamental a avaliação do k_{sat} dos materiais compactados.

Lodos oriundos da indústria de fabricação de papel (LIP) vêm sendo avaliados por diferentes pesquisadores para serem utilizados em sistemas de cobertura final de aterros de resíduos sólidos urbanos (ARSU), como barreira capilar ou oxidativa (e.g. Cabral et al. 2000, Diaz et al. 2000, Parent e Cabral 2006, Parent et al. 2007, Lacroix Vachon et al. 2007, Massood et al. 2008).

A condutividade hidráulica saturada (k_{sat}) de lodos da indústria de papel, foi avaliada por diferentes pesquisadores mediante ensaios de laboratório (e.g. NCASI 1989, Zimmie et al. 1993, Zimmie e Mòo-Young 1995, Kraus et al. 1997, Moo-Young e Zimmie 1997, Burnotte et al. 2000, Kamon et al. 2001, Lo et al. 2002). Os resultados mostraram valores de k_{sat} mais baixos acontecem em corpos de prova preparados com umidades de compactação maior que a umidade ótima, ou seja, no ramo úmido da curva de compactação. Alguns autores mostraram que a presença de trincas de contração aumenta a condutividade hidráulica do LIP (e.g. Moo-Young e Zimmie 1997, Kraus et al. 1997, Kamon et al. 2002), em virtude disto, recomendaram a utilização de camadas protetoras superpostas ao LIP a serem utilizados em sistemas de coberturas.

O objetivo do presente trabalho é analisar a variação condutividade hidráulica saturada (k_{sat}) do lodo da indústria de papel compactado com diferentes umidades de compactação.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

O LIP procede de uma Indústria instalada no Rio de Janeiro, que produz um tipo especial de papel usado para a manufatura de cigarros. As amostras utilizadas nos ensaios foram coletadas imediatamente após o descarte pela indústria. No laboratório, foram armazenadas em um recipiente fechado, a uma temperatura de $20^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$.

Os ensaios de caracterização física foram realizados baseados nas recomendações das normas brasileiras (NBR) para argilas, NBR 6459 (ABNT 1984a), NBR 7180 (ABNT 1984b), NBR 6408 (ABNT

1984c), NBR 5457 (ABNT 1986a), NBR 13600 (ABNT 1996). Alguns destes ensaios apresentaram certas dificuldades para sua execução, como o ensaio de gravidade específica de grãos, onde a quantidade de amostra a usar foi muito menor das recomendadas pela NBR. No caso do ensaio de limite de liquidez, foi difícil fazer uma ranhura com o cinzel curvo principalmente pela presença das fibras. No ensaio do limite de plasticidade, à ausência de fissuras ao passar do estado plástico a semi-sólido foi a maior dificuldade na sua execução (e.g. Bizarreta 2009, Bizarreta e de Campos 2010).

A preparação de amostras do LIP após o secado na estufa, para o ensaio de Proctor Normal foi inviável, devido que ao secar este material forma uma estrutura similar a um papel, com uma forte união entre os minerais e as fibras que inviabiliza a separação das partículas. Por esse motivo, foi adequado obter as umidades de compactação por estágios de secagem ao ar livre do lodo da indústria de papel, com temperatura do ambiente de 25 até 40°C. Dessa forma foram preparados quatorze corpos de prova, executando o ensaio seguindo a norma NBR 7182 (ABNT, 1986b), cada ponto de umidade corresponde a um estágio de secagem, e foi homogeneizado usando as mãos com luva. Durante o processo de secagem, foi observado a formação de grumos que variam desde consistência mole a rijas. Na Figura 1 pode-se visualizar grumos de consistência rija correspondente a um estágio de secagem com baixa umidade.



Figura 1. Formação de grumos em um estágio de secagem para o ensaio do Proctor Normal.

Os ensaios de condutividade hidráulica saturada foram realizados utilizando um permeâmetro de parede rígida sob carga variável, seguindo a norma NBR 14545 (ABNT, 2000). Para este ensaio, foram elaborados nove corpos de prova preparadas com a mesma metodologia do ensaio de Proctor Normal baixo diferentes umidades de compactação.

A análise com o microscópio estereoscópico (lupa binocular) teve o seguinte procedimento:

- O corpo de prova é retirado do molde de Proctor com auxílio do extrator.

- Separa-se em duas metades no sentido longitudinal e por tração.
- Seleciona-se a metade que melhor represente.
- Amostra-se o corpo de prova para ser analisado na lupa binocular conservando intacta a face superior.
- Visualizar a imagem da face intacta na lupa binocular.

Dessa forma foram preparados três corpos de prova de 1cmx1cm, a diferentes umidades de compactação. O procedimento seguido melhora a visão da estrutura interna que é disfarçada pelo processo de arrasamento.

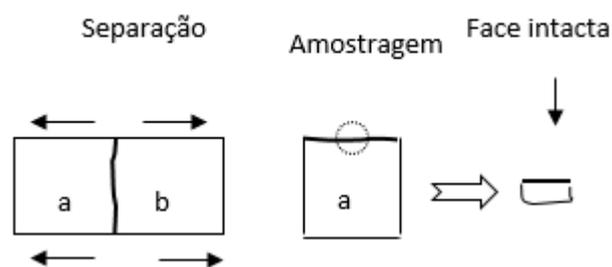


Figura 2. Corpo de prova preparado para observar o arranjo estrutural

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Características físicas do LIP são apresentadas na Tabela 1. A densidade relativa dos grãos e o teor de matéria orgânica do material, são compatíveis com a faixa de valores encontrados na literatura, onde o $G_s = 1.62$ até 2.30 , e $MO = 25\%$ até 86% (e.g. Mõo-Young e Zimmie 1996; Teixeira 2002). Comparado com um solo, a densidade relativa dos grãos é baixa, e o teor de matéria orgânica elevado. O material ensaiado apresentou um índice de plasticidade de 94% . Devido à presença de fibras no LIP alguns autores coincidem na dificuldade para a execução dos ensaios de limite de liquidez com os equipamentos convencionais (e.g. Zimmie et al. 1993, Kamon et al. 1999, Cabral et al. 2002, Iberio 2007).

Tabela 1. Caracterização física do LIP.

G_s	w_p (%)	w_L (%)	w_n (%)	MO (%)
2.08	78	172	310 - 340	30

G_s = densidade relativa dos grãos; w_p = limite de plasticidade; w_L = limite de liquidez; w_n = teor de umidade natural; MO = teor de matéria orgânica;

3.2 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E COMPACTAÇÃO

A curva de compactação apresentou duas características principais:

- Uma grande variação do peso específico seco no ramo úmido, durante o processo de secagem.
- A maior parte do ramo úmido coincide com a curva de saturação ($S=100\%$).

O primeiro corpo de prova ensaiado foi com uma umidade de 310% e apresentou um aspecto físico de uma argila muito mole a lodosa, em essas condições se teve um peso específico seco de 2,8 kN/m³ e em um estado completamente saturado. O peso específico seco aumenta com a redução das umidades de compactação até atingir o valor de 80% (umidade ótima), logo disso sua diminuição é pequena. (Figura 3a). O LIP desde seu estado de umidade inicial perde muita quantidade de água para iniciar sua desaturação (na umidade de 100%), estima-se a perda de 2,1 litros de água para 1 kg de material seco. Segundo Bizarreta e De Campos (2010) a dificuldade se deve a elevado valor de entrada de ar do material, que acontece com sucções da ordem de 800kPa.

A condutividade hidráulica saturada varia com a umidade de compactação conforme se mostra na Figura 3b. As umidades de compactação são divididas em ramo saturado e não saturado. A k_{sat} apresenta uma suave diminuição no ramo saturado e um forte aumento no ramo não saturado. A justificação deste comportamento tem que ver com a estrutura do LIP analisada no próximo item 3.3.

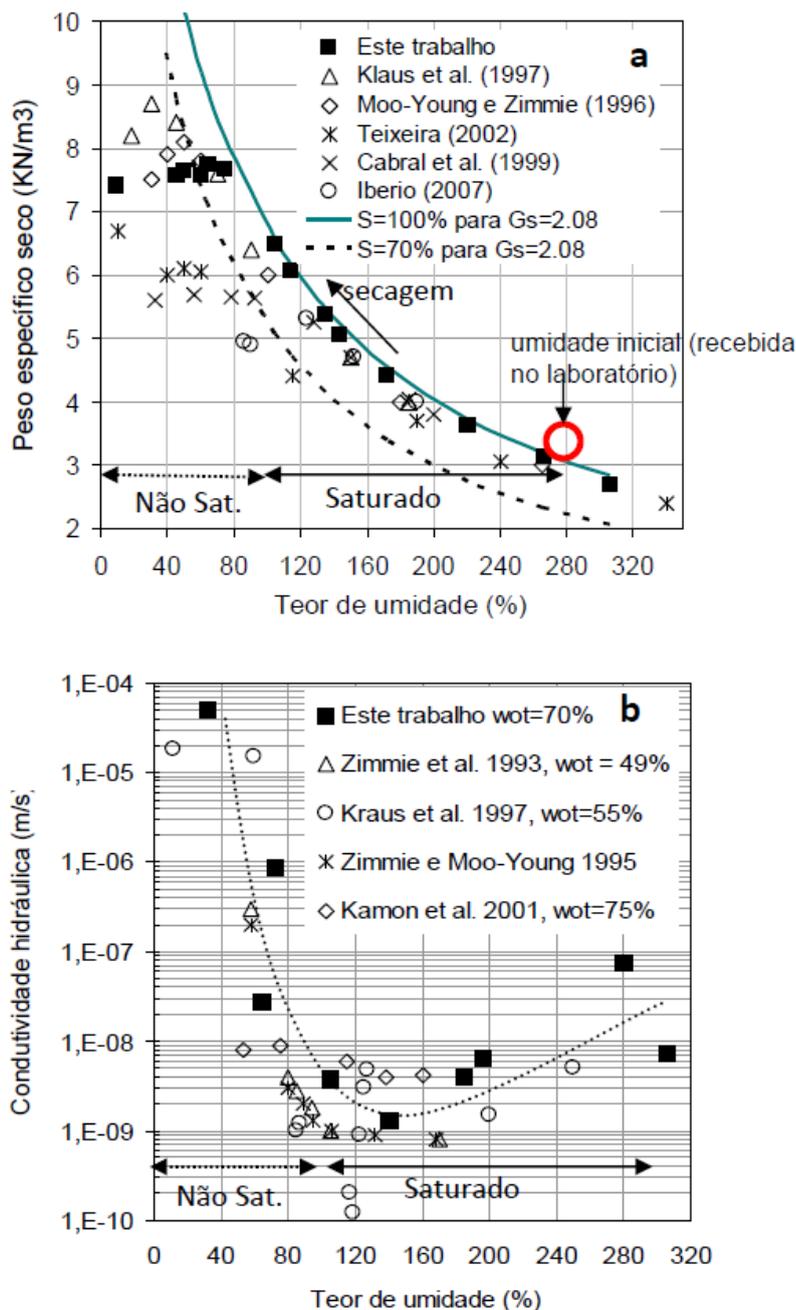


Figura 3. (a) Curva peso específico seco pela umidade de compactação; (b) curva de condutividade hidráulica pela umidade de compactação.

Depois de serem retiradas as amostras do molde usando um extrator, pode-se observar diferentes características nas faces do LIP. Na Figura 4, mostra-se um corpo de prova no ramo úmido da curva de compactação com faces típicas de uma estrutura maciça. Já na Figura 5, com uma umidade do ramo seco da curva de compactação, as faces mostram uma estrutura granular, onde os grãos representam os grumos rígidos produzidos pela secagem gradual do lodo.



Figura 4. Corpo de prova do ramo úmido da curva de compactação



Figura 5. Corpo de prova do ramo seco da curva de compactação

3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E O ARRANJO ESTRUTURAL DE AMOSTRAS COMPACTADAS

Na pedologia, o tamanho, a forma e a agregação das partículas e dos respectivos espaços vazios constituem a estrutura de um solo. Esta característica exerce influência na capacidade de retenção e a percolação. Segundo assinalam Brady e Weill (2002), os tipos de estrutura do solo podem influenciar no fluxo de água. Nesta secção, serão identificados diferentes tipos de arranjos estruturais relativos a diferentes umidades de compactação do LIP, discutindo sua possível influencia na condutividade hidráulica saturada.

Utilizando imagens de lupa binocular foram identificados três tipos de arranjo estrutural ao variar a umidade de compactação, a estrutura de blocos, maciça e granular (Figura 6). A estrutura de blocos (Figura 6a) mostra um arranjo de grumos moles envoltos com grande presença de água, característico de um lodo. A estrutura maciça (Figura 6b) mostra-se mais homogênea e compacta, o efeito da compactação elimina os grumos formados na preparação das amostras por secagem. Finalmente, a estrutura granular (Figura 6c) mostra a presença de grumos rígidos separados por espaços vazios da ordem de 1mm a mais (macroporos), observa-se também ligações fracas entre grumo e grumo.

Na Tabela 2, mostra-se as características morfológicas dos arranjos estruturais e a condutividade hidráulica segundo o tipo de estrutura. A curva k_{sat} pela umidade mostrada no item 3.2 está justificado pelos diferentes arranjos estruturais do resíduo. A determinadas umidades de compactação (da ordem de 140%), é possível reduzir ao mínimo os grumos e formar estruturas maciças que apresentam as mais baixas condutividades hidráulicas saturadas. O valor da umidade ótima do Proctor normal não coincide com a umidade que apresenta a menor condutividade hidráulica saturada no caso do LIP.

Tabela 2. Tipos de arranjo estrutural, condutividade hidráulica e umidade de compactação.

Umidade (%)	k_{sat} (m/s)	Características morfológicas dos arranjos estruturais
310	$8 \cdot 10^{-9}$	Blocos (grumos moles da ordem de 2 mm)
140	$1 \cdot 10^{-9}$	Maciça (não se distingue grumos)
38	$4 \cdot 10^{-5}$	Granular (grumos rígidos de diferentes tamanhos e macroporos da ordem de 1 mm).

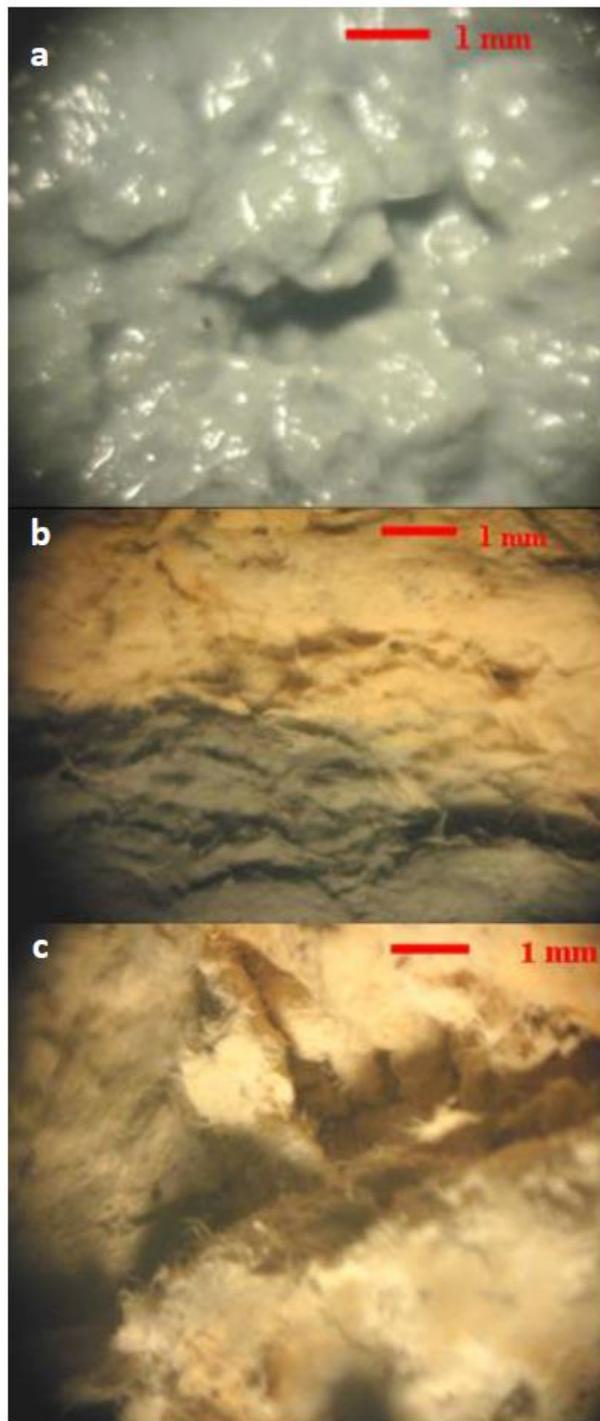


Figura 6. Estrutura de diferentes corpos de prova a diferentes umidades de compactação.

4 CONCLUSÕES

A técnica da lupa binocular para as análises da estrutura interna de corpos de prova compactados do lodo da indústria de papel, foi fundamental para compreender as variações da condutividade hidráulica saturada.

A curva de condutividade hidráulica saturada com a umidade de compactação teve um mínimo na umidade de 140%, mostrando estruturas maciças na lupa binocular, o que justifica a baixa condutividade hidráulica. O lado úmido da curva, aumenta suavemente a condutividade hidráulica até 2 castas decimais, pois no estado lodoso a estrutura em blocos predomina. O lado seco da curva aumenta abruptamente a condutividade hidráulica até quatro castas decimais, por motivo da estrutura granular, a presença de grumos rígidos gerados pelo processo de secagem, que formam homogêneos pela energia de compactação usada.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido como parte do projeto PRONEX-Rio E-26/171.544/2006, financiado por FAPERJ/CNPq. O primeiro autor agradece a CAPES pela bolsa de estudo durante seu programa de mestrado na PUC-Rio.

REFERÊNCIAS

ABNT (1984a). Solo - Determinação do Limite de Liquidez. NBR 6459, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1984b). Solo - Determinação do Limite de Plasticidade. NBR 7180, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1984c). Solo – Grão de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação de Massa Específica MB-28. NBR 6508, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1986a). Solo - Determinação do Teor de Umidade. NBR 5457, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1986b). Solo - Ensaio de Compactação. NBR 7182, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1996). Solo – Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C. NBR 13600, Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (2000). Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. NBR 14545, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 12p.

Bizarreta J. (2009). Avaliação do potencial de uso do resíduo da indústria de papel em sistemas de barreiras capilares. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica de Rio de Janeiro.

Bizarreta J. e de Campos T. (2010). Water retention curve and shrinkage of a waste from the paper industry. UNSAT'2010, Barcelona, Espanha.

Brady, N., Weill, R. (2002). The nature and properties of soils. 13a Edição. New Jersey: Prentice Hall. 958p.

Burnotte F., Lefebvre G., Cabral, A., Audet C. & Veilleux A, 2000. Use of deinking residues for the final cover of a MSW landfill. In: 53rd Canadian Geotechnical Conference, volume 1, pages 585-591, Montréal, Canada.

Cabral A., Racine I., Burnotte F. e Lefebvre G., 2000. Diffusion of oxygen through a pulp and paper residue barrier. Canadian Geotechnical Journal, Vol.37, pp.201-217.

Cabral, A.R., Lefebvre G., Burnotte F., Panarotto C.T., 2002. Geotechnical characterization of a pulp and paper (deinking) residue used in cover systems. Proceedings of the 4th International Conference on Environmental Geotechnics. vol. 1. Balkema, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 207–212.

Díaz A., Vilches p., Salas O., Torrea J. e Zulueta A. (2000). Lodos papeleros para barreras hidráulicas: utilización como material de construcción en vertederos. Ingeniería Química, Año XXXII (367), pp.109-114, ISSN: 02102064 . (em espanhol).

Iberio L. S. (2007). Caracterização de resíduo de indústria de papel para utilização como material geotecnico. M.Sc. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul (in portuguese).

Kamon, M., Katsumi T., Rajasekaran G., & Inazumi S., 1999. Potential application of paper mill sludge as landfill cover, Third Japan Nat. Symp. Environ. Geotechnology, JGS, pp. 85-90

Kamon M., Inazumi S., Katsumi T. e Inui T. (2001). Long-Term Hydraulic Conductivity and Consolidation Behavior of Compacted Sludges Using Geotechnical Centrifuge. Disaster Prevention Research Institute Annuals, Kyoto University. Vol. 44B-2, pp. 129-140.

Kamon M., Inazumi S., Inui T. (2002). Durability of compacted sludge landfill cover under wetting-drying cycle, Environmental Geotechnics, L.G. de Mello and M. Almeida, eds., Swets & Zeitlinger, Lisse, Vol.1, pp.661-666.

Kraus J.F., Benson C.H., Van Maltby C., e Wang X. (1997). Laboratory and field hydraulic conductivity of three compacted paper mill sludges. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123: 654-662.

Lo I., Zhou W., e Lee K. (2002). Geotechnical characterization of dewatered sewage sludge for landfill disposal. Canadian Geotechnical Journal, 39: 1139–1149.

Lacroix Vachon, B., El-Ghabi, B., e Cabral, A.R. (2007). Évaluation préliminaire de l'efficacité du recouvrement avec double effet de barrière capillaire installé au site de st-tite-des-caps, qc. In , Ottawa.

Parent S.E. e Cabral A. (2006). Design of inclined covers with capillary barrier effect. Geotechnical and Geological Engineering, 24: 689- 710.

Parent S. E., Cabral A. e Zornberg J. (2007). Water retention curve and hydraulic conductivity function of highly compressible materials. Canadian Geotechnical Journal, Vol 44, pp. 1200-1214.

Massood A.A., Lacroix B.V. e Cabral A. (2008). Hydraulic barrier and its impact on the performance of cover with double capillary barrier effect. GeoEdmonton'08.

Moo-Young H. e Zimmie T., 1996. Geotechnical properties of paper mill sludges for use in landfill covers. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 122, Nº 9, pp. 768-776.

Moo-Young H. e Zimmie T., 1997. A comparison of paper sludge to clay as the hydraulic barrier in municipal landfill covers. *Proc. Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, 6-12 setiembre 1997.

NATIONAL COUNCIL OF THE PULP AND PAPER INDUSTRY (NCASI). (1989). Experience with and laboratory studies of the use of pulp and paper mill solid wastes in landfill cover systems. *Technical Bulletin No.559*, New York, USA.

Teixeira, P. F., 2002. Research on the geotechnical characteristics of waste paper. M.Sc. Thesis, Polytechnic School, University of São Paulo. (in portuguese).

Zimmie, T. F., Moo-Young e LaPlante. (1993). The use of waste paper sludge for landfill cover material. *Gren 93: Waste disposal by landfill; Symp. of Geotechnics related to the environment*, R. W. Sasby, Wd., Balkema, Rotterdam, 487-495.

Zimmie, T. F. e Moo-Young. (1995). Hydraulic conductivity of paper sludges used for landfill covers, *Geoenvironmental 2000*, ASCE Geotech. Spec. Pub. Nº46, Acar, Y.B. and Daniel, D.E., ASCE, Vol. 2, pp. 932-946.

Capítulo 6

EFEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DOS SOLOS PARA TRÊS BLOCOS DE FUNDAÇÃO ANALISADOS COMO RADIER ESTAQUEADO

[DOI: 10.37423/200500858](https://doi.org/10.37423/200500858)

Mauro Alexandre Paula de Sousa (Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Porto Nacional, Porto Nacional, Brasil). eng.mauroale@ymail.com

Maurício Martines Sales (Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil). sales.mauricio@gmail.com

Flavio Augusto Xavier Carneiro Pinho (Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Porto Nacional, Porto Nacional, Brasil). flavio.axcp@gmail.com

Glacielle Fernandes Medeiros (Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos - ITPAC Araguaina, Araguaina, Brasil). medeiros.agrimensura@gmail.com

Mônica Carolina Ciríaco Dias (UNIVAG Centro Universitário, Várzea Grande, Brasil). mony.carolina@gmail.com



RESUMO: No decorrer dos anos os edifícios ficaram mais altos e como consequência disso as cargas impostas às fundações passaram a ser maiores. Em virtude disso, o conceito de fundações mistas passou a ser empregado mundialmente na realização dos projetos de edifícios altos ou em casos de regiões onde há pouca capacidade de carga nas camadas superficiais do subsolo. Essas fundações partem do princípio de que uma parcela do carregamento é absorvida pela camada mais superficial que está em contato direto com o bloco de coroamento ou sapata. Fundações mistas, também conhecidas como radier estaqueado, podem conter um número elevado de estacas e algumas delas suportarem carga elevada e com comportamento não linear pronunciado. Visando descrever o comportamento tensão-deformação de maneira mais precisa, será implementado uma forma de análise não linear no programa FENF (Ferramenta Numérica para Análise de Fundações). Trata-se de um programa de elementos finitos específico para análise tridimensional de fundações estaqueadas e não estaqueadas. O programa foi desenvolvido em linguagem C e se diferencia dos demais por fornecer de maneira mais direta os esforços nos quais os elementos de fundações estão submetidos. A pesquisa tem como objetivo fazer a análise de 3 blocos de alturas variáveis, eles são quadrados sobre grupos de 4, 16 e 36 estacas de 10m de comprimentos cada. As fundações empregadas foram analisadas com a metodologia de raders estaqueado. A análise será feita admitindo-se que o solo tem comportamentos linear e não linear. Para a análise não linear utilizou-se um modelo hiperbólico para a modelagem do solo no referido de modo a descrever o comportamento carga recalque. Além de proporcionar ao usuário do programa a obter de forma automática soluções de problemas que envolve o comportamento tensão-deformação especificado, ainda geram dados para dimensionamento da armadura do radier como tensões normais, momentos fletores, e esforço cortante.

PALAVRAS-CHAVE: Radier estaqueado, Análise numérica, Método dos Elementos Finitos, Modelo hiperbólico.

1 INTRODUÇÃO

Quando fundações individuais como sapatas e tubulões isolados, bem como pequenos blocos sobre estacas, são submetidas a carregamentos bem inferiores aos valores últimos, ou seja, quando as fundações estão suportando apenas as cargas de trabalho, o efeito não linear do solo pouco interfere no comportamento dos recalques e cargas na fundação.

Entretanto em grupos maiores de estacas a distribuição de carga entre as mesmas não é mais uniforme. Mesmo a fundação como um todo apresentando um elevado fator de segurança, algumas estacas podem estar suportando cargas elevadas próximas ou iguais ao valor último. Em blocos com maior rigidez estrutural, as estacas periféricas suportarão mais carga que as estacas internas e poderão estar com cargas mais próximas aos valores últimos. Nestas situações a consideração da não linearidade do solo que envolve as estacas pode afetar bastante o resultado final de recalques.

Nas análises de radier estaqueado, onde se considera o contanto existente entre a placa (ou bloco) e o solo, o comportamento não linear de regiões sob esta placa também pode interferir no comportamento final das partes desta fundação. O presente artigo ainda avalia o efeito conjunto da não linearidade do solo com a presença de camadas com diferentes relações tensão x deformação (rigidez).

Para as análises numéricas propostas foi elaborada uma Ferramenta Numérica para Análise de Fundações (FENF) de modo a permitir estudo de fundações estaqueadas ou não.

2 SIMULAÇÃO NÃO LINEAR DA RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os modelos constitutivos têm a função de tentar reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão-deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto. Em geral pode-se agrupar o comportamento dos materiais em modelos constitutivos que incluem um ou mais comportamentos, sendo mais frequente a simulação dos materiais como elástico, elastoplástico, viscoelástico, viscoplástico, entre outros.

Embora sendo o solo um material com comportamento sabidamente não linear, na grande maioria das análises de fundações submetidas a cargas de trabalho (valor bem abaixo do limite último e estimado considerando fatores de segurança) admite-se uma relação linear elástica para os solos. Este modelo constitutivo assume o material linear elástico isotrópico e é bastante utilizado devido a sua

simplicidade por envolver apenas 2 parâmetros para a sua completa descrição: o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Segundo Young e Ko (1981) vários modelos na mecânica dos solos conseguem representar grandes deformações que ocorrem acima do limite elástico, mas abaixo da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Até a década de 1950, ainda não existia um esforço direcionado à modelagem do comportamento tensão-deformação do solo. Drucker e Prager (1951) ao idealizarem o solo como um material elastoplástico perfeito foram os primeiros que propuseram uma função de plastificação, essa função é derivada do critério de Mohr-Coulomb para os solos. O modelo hiperbólico é um exemplo de análise não linear e pode ser classificado em duas categorias: elástico e não linear. Apresenta como principal vantagem a generalidade e torna-se uma alternativa bastante interessante em situações de carregamentos monotônicos, como nas fundações de edifícios. O modelo pode ser usado para representar curvas tensão-deformação de solos que podem variar desde argilas, areias e até pedregulhos. Podendo ser usado em análise drenadas e não drenadas.

Na sua forma original, o modelo Hiperbólico emprega os módulos tangente (E_t), que variam em função do nível de tensão. O modelo assume que as curvas tensão-deformação, sob determinada tensão confinante (σ_3), podem ser aproximadas razoavelmente por hipérboles como pode ser visto na Figura 1.

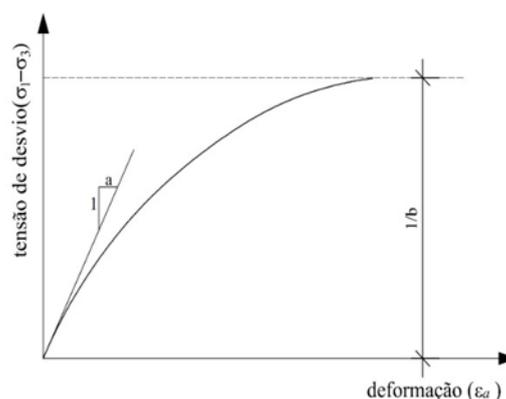


Figura 1 - Curva Hiperbólica

Kondner¹ apud Duncan e Chang (1971) mostra que a não linearidade das curvas tensão-deformação de argilas e areias podem ser aproximadas por uma hipérbole com bom grau de precisão. A eq. 1 foi proposta por Kondner (1963).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a}$$

em que:

a – Inclinação inicial da reta tangente a curva tensão-deformação

b – Valor da assíntota

Entretanto ao fazer a transformação da curva hiperbólica é comum ser encontrado valores para assíntota ($\sigma_1 - \sigma_3$) maiores do que a resistência à compressão do solo. Isto seria de esperar, devido à hipérbole permanecer abaixo da assíntota em todos os valores finitos de tensão. O valor assintótico pode estar relacionado com a resistência à compressão, no entanto, por meio de um fator de ruptura (R_f) essa diferença pode ser corrigida eq. 2 (Duncan; Chang, 1971).

$$E_t = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \right]^2}$$

Em que:

E_t – Módulo tangente de elasticidade final

3 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELOS HIPERBÓLICO NO FENF

O programa foi inicialmente descrito por Bittencourt (2012) O FENF emprega elementos finito sólido hexaédrico, isoparamétrico de oito nós com sistemas de coordenadas naturais (ξ, η, ζ) e globais (x, y, z) e a incidência nodal.

A Figura 2 ilustra o fluxograma de execução do FENF com a implementação do modelo Hiperbólico para alterar o módulo de elasticidade em função do estado de tensões de cada elemento do solo. No primeiro passo de carga a ser calculado usa-se o módulo inicial para todos os elementos de solo de uma determinada camada. Para os demais passos de carga o módulo elástico empregado é o valor calculado a partir das tensões e deformações obtidas em cada elemento devido ao carregamento

imposto no passo anterior. Após esse procedimento ser realizado para todos os elementos da malha recalcula-se a matriz de rigidez da estrutura e os deslocamentos nodais.

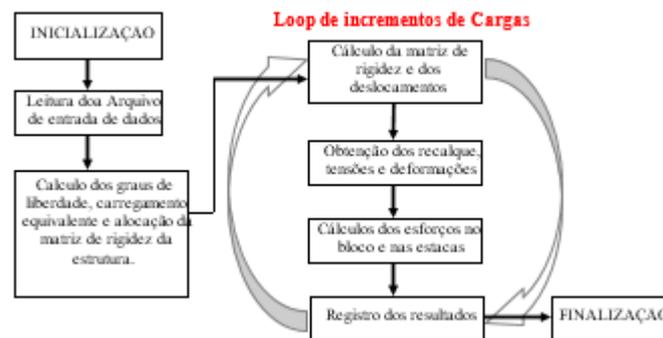


Figura 2 - Fluxograma de execução do FENF.

Os processos de análise seguem os procedimentos abaixo:

- Gera-se a geometria do problema em análise com auxílio de gerador de malha;
- Cria-se um arquivo de entrada em que serão informadas as coordenadas dos elementos, incidência, as características dos materiais e os dados de projeto
- Para expressar o comportamento não linear dos solos, adotaram-se os seguintes procedimentos:
- Aplica-se o carregamento de forma incremental.
- Varia-se o módulo de elasticidade dos elementos de solo a cada passo de carga.
- Adota-se os valores fixos para o coeficiente de Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ).

A cada incremento de carga são obtidos os vetores de tensão e deformação de cada elemento. Apenas as tensões e deformações nas direções x, y, z foram utilizadas. A partir desses valores de estado de tensão de cada elemento finito o módulo de elasticidade E_t é recalculado fazendo uso da eq. 2.

3 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

O programa FENF foi confrontado com resultados de casos publicados na literatura e que também utilizaram o MEF na análise de fundações.

Durante a modelagem de fundações estaqueadas, o programa FENF considera as estacas com seções quadradas. Para a simulação de estacas circulares ou seção poligonal, adotase uma seção quadrada com mesma área da seção real. Esse procedimento já foi utilizado por autores como Sales (2000) e Doehler (2012), apresentando grande precisão. A seguir são apresentados os casos e resultados das análises lineares feitas por Ottaviani (1975) que utilizou o programa UNIVAC 1108, Sales (2000) e Doehler (2012) usaram o programa ALLFINE e DIANA, respectivamente, para simular os mesmos problemas estudados por Ottaviani. Os três softwares são baseados em elementos finitos e foram empregadas as mesmas características geométricas em todas as análises.

A Figura 3 apresenta o desempenho de estacas isoladas com comprimento de 20m e seção quadrada com 1m de lado. As Figuras 3a e 3b diferenciam-se apenas pela dimensão do domínio vertical empregado em cada análise.

Nos resultados apresentados, variou-se o valor de E_s e os demais parâmetros foram mantidos constantes. Os resultados de recalques são apresentados de forma adimensional ($E_p \cdot D \cdot w / P$), para cada valor de E_p / E_s , onde w é o valor obtido para o recalque no topo da estaca isolada. Foram usados os valores mencionados por [5]:

- Carregamento vertical (P): 1000 kN
- Módulo de Elasticidade do concreto da estaca (E_p): 20 GPa
- Coeficiente de Poisson do concreto da estaca
(ν_c): 0,25
- Coeficiente de Poisson do solo (ν_s): 0,45;
- Lado da estaca de seção quadrada (D): 1,00 m
- Comprimento da estaca (L): 20,00 m
- Domínio vertical considerado (H): 80,00 m ou 30m, a partindo do topo da estaca
- Domínio horizontal considerado: 51,50 m, para cada lado, a partir do eixo da estaca.

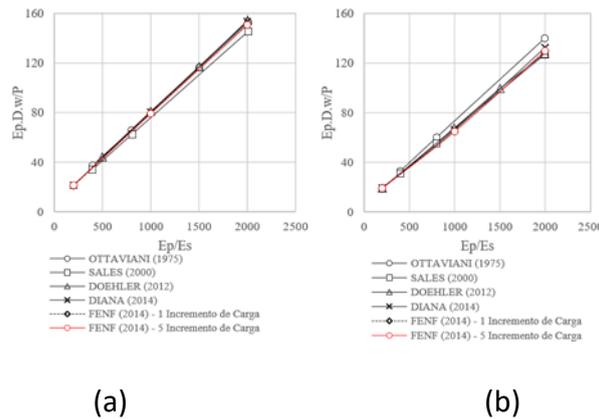


Figura 3 - Resultados obtidos para validação em análise linear. (a) comparação com $L = 20$ m e $H/L = 4$ e (b) comparação com $L = 20$ m e $H/L = 1,5$

Observa-se na Figura 3 uma grande proximidade dos resultados do FENF com os demais programas. Para a comprovação de que a rotina de alteração dos módulos elásticos não interfere nos resultados de uma análise linear, foram apresentados os valores calculados para as situações de carga total aplicada em 1 ou 5 incrementos. Os resultados foram exatamente os mesmos, como deveriam.

Para a ilustração de uma análise não linear foi analisado um caso estudado por Sales (2000). O estudo feito trata-se de uma sapata quadrada de $1\text{m} \times 1\text{m}$ com 15cm de espessura, em uma prova de carga desta sapata assentada na argila porosa de Brasília. A retroanálise apresentada em Sales (2000) encontrou os seguintes valores: \square Carga última = 140 kN

- Sapata: $E_r I = 0,5057 \text{ MPa.m}^4$
- Solo: $E_o = 6 \text{ MPa}$ $R_f = 0,375$ $g = 9.76$
- Ângulo de atrito = 26°
- Coesão = 10 kPa

Utilizou-se o programa FENF para retroanalisar o valor de R_f (eq. 2) que levaria ao melhor ajuste da curva. Os valores de R_f são responsáveis pelo comportamento não linear da curva carga-recalque. Foram realizadas análise com 20 passos de carga de modo que os pontos fossem os mais próximos aos obtido por Sales (2000), os resultados são mostrados na Figura 4, em que são apresentadas 3 curvas com parâmetros R_f de 0; 0,10 e 0,20. Quando se adota $R_f = 0$, trata-se de uma análise linear elástica pura, uma vez que o módulo de elasticidade permanece inalterado do início até o fim da análise. Os resultados podem ser vistos graficamente na Figura 4.

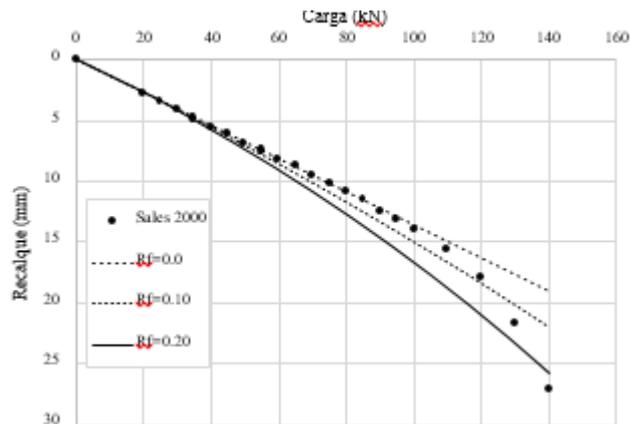


Figura 4 - . Resultados obtidos para validação em análise não linear comparação dos resultados obtidos. Para simular um carregamento de até 125 kN, a curva com $R_f=0,1$ seria a melhor, mas não conseguiria simular o ponto final. Cabe lembrar que o modelo hiperbólico convencional não consegue simular “rupturas bruscas”, como a observada nos trechos entre 120-140kN.

O exemplo apresentado ilustra a capacidade do FENF em simular o comportamento não-linear do solo, segundo o modelo hiperbólico implementado no programa. O ajuste R_f em cada caso necessitará advir de ensaios de laboratório ou de retroanálise de provas de carga, como mostrado na Figura 4.

4 RESULTADOS

Foram analisados 3 blocos quadrados com 4, 16 e 36 estacas em solo considerado homogêneo

Para todos os blocos considerou-se estacas de 50 cm de diâmetro, comprimento igual a 10 m. As dimensões dos blocos estão descritas na Tabela 1.

Tabela 1 – Dimensões dos blocos

Bloco	Largura (m)	comprimento (m)	Altura (m)
4 estacas	2,40	2,40	0,80
16 estacas	4,60	4,60	1,20
36 estacas	6,80	6,80	1,50

Considerou-se a distribuição das estacas em matriz quadrada em que o espaçamento entre os eixos de estacas foi igual a 1,10m.

Por se tratar de blocos com geometria com simetria dupla, em x e y, modelou-se apenas um quarto do problema de modo a diminuir o tempo processamento do programa. Para os três casos admitiu-se um domínio horizontal de com 54,3 m nas direções x e y e 50,80m em z, contando a partir do centro do radier.

Ao considerar o solo homogêneo admitiu-se que os parâmetros: módulo de elasticidade (E_s), coeficiente Poisson (ν_s), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) não variavam no domínio. Os valores utilizados contam na Tabela 2.

Tabela 2 - Parâmetros utilizados para o solo

PARÂMETRO	VALORES
E_s (kPa)	35000
ν_s	0,30
c (kPa)	10
ϕ (°)	26

Foi utilizado o mesmo material para as estacas e o bloco de coroamento, nesse caso o material era o concreto, sendo o módulo de elasticidade (E_c) e o coeficiente de Poisson (ν_c) descritos na Tabela 3.

Tabela 3 - Parâmetros utilizados para o concreto

PARÂMETRO	VALORES
E_c (GPa)	20
ν_c	0,20

O carregamento aplicado em cada bloco é descrito na Tabela 4.

Tabela 4 – Dimensões dos blocos

Bloco	Carga Normal (kN)	Tensão Normal (kPa)
4 estacas	4356	10000
16 estacas	14000	32140
36 estacas	30500	70000

O carregamento foi aplicado de forma incremental em 8 passos de carga de valores iguais.

Os valores de recalque para o centro dos blocos são mostrados nas Figuras 5, 6 e 7.

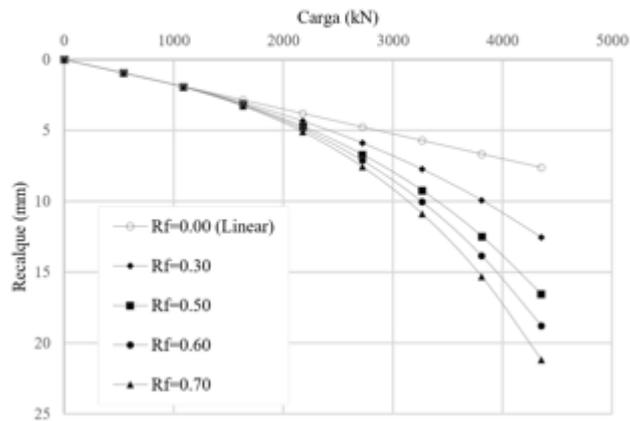


Figura 5 - Curva carga-recalque para o bloco de 4 estacas

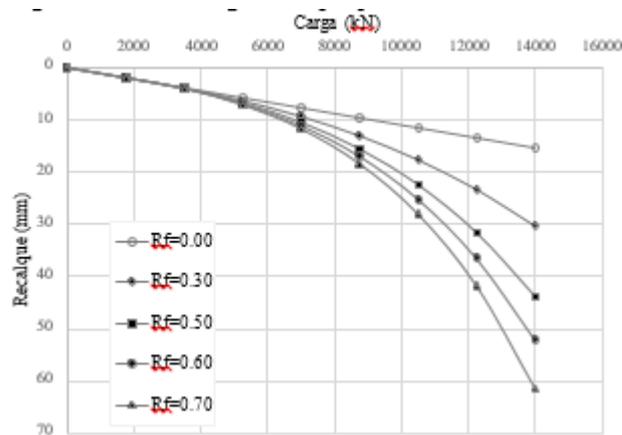


Figura 6 - Curva carga-recalque para o bloco de 16 estacas

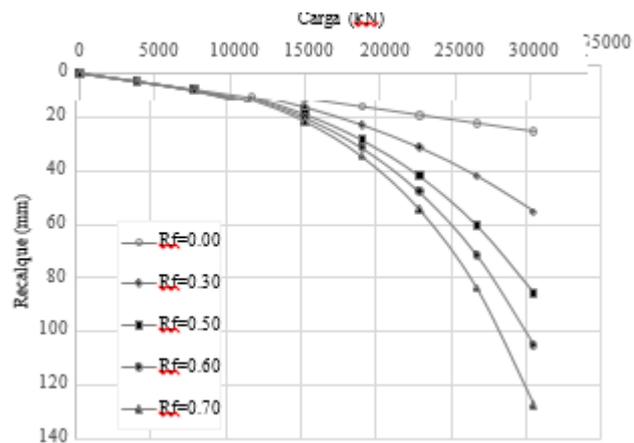


Figura 7 - Curva carga-recalque para o bloco de 36 estacas

Analisando os gráficos das Figuras de 5 a 7 é possível notar a grande influência do fator R_f na representação da não linearidade dos recalques.

As distribuições de carga ao longo da profundidade das estacas pouco variou para o bloco de 4 estacas. Como pode ser visto na Figura 8.

Profundidade

Para os blocos de 16 e 36 estacas o carregamento entre as estacas ocorre de maneira desigual, então nomeou-se as estacas com números como pode ser visto na Figura 9. As estacas foram separadas

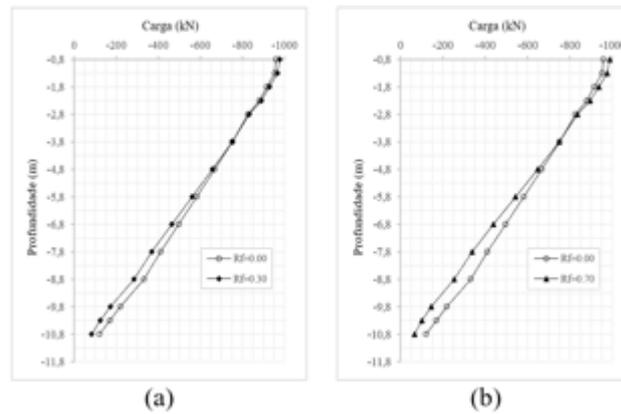


Figura 8 – Distribuição de carga ao longo da

Em análise linear ($R_f=0$) e análise não linear com $R_f=0,7$. Os resultados são mostrados nas Figuras 10 e 11

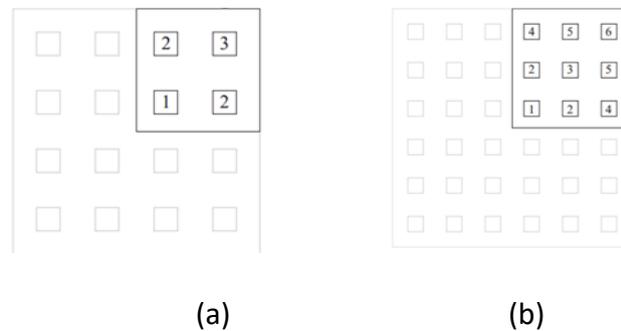


Figura 9 – Posição das estacas nos blocos maiores

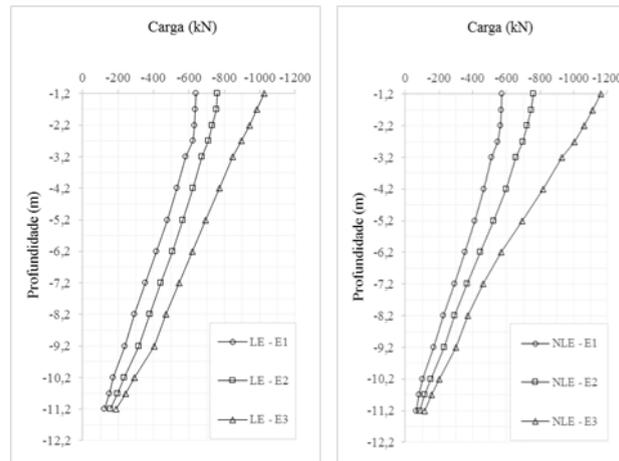


Figura 10 – Distribuição de carga ao longo da profundidade (a) $R_f=0$ e (b) $R_f=0,7$.

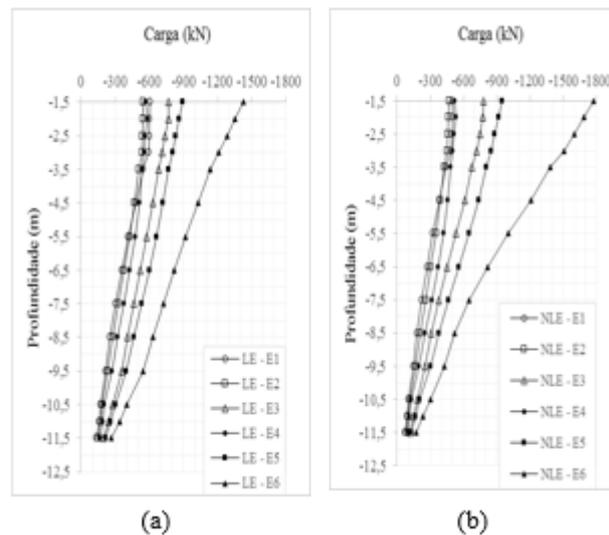


Figura 11 – Distribuição de carga ao longo da profundidade (a) $R_f=0$ e (b) $R_f=0,7$.

É possível ver que as estacas mais periféricas são as mais solicitadas tanto para a análise linear enquanto não linear. Nota-se que o carregamento da estaca mais afastada do centro aumenta consideravelmente em relação aos dois tipos de análise.

Um comportamento parecido pode ser apreciado para momentos fletores e esforços cortantes sendo que ocorre variação de momento fletores somente nos primeiros metros das estacas, enquanto que o esforço cortante mostra-se quase que constante ao longo de toda a profundidade.

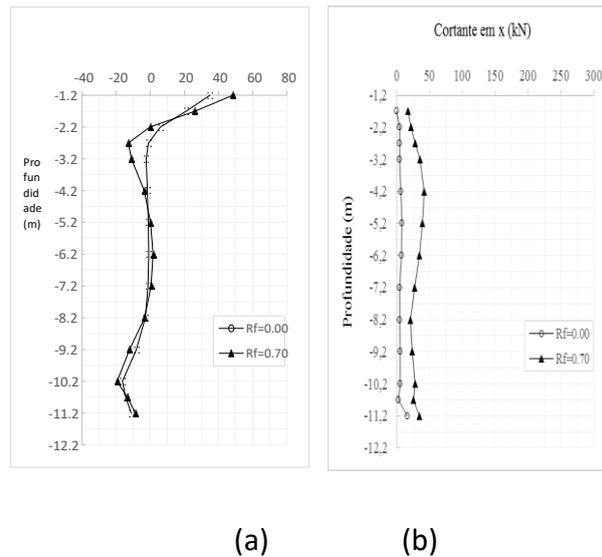


Figura 12 – (a) Distribuição de momentos (b) distribuição de esforço cortante ao longo da profundidade na estaca mais solicitada do Bloco de 16 estacas.

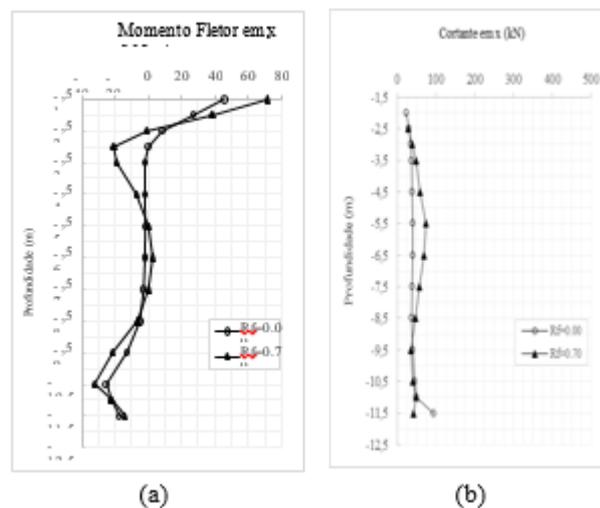


Figura 13 – (a) Distribuição de momentos (b) distribuição de esforço cortante ao longo da profundidade na estaca mais solicitada do Bloco de 36 estacas.

5 CONCLUSÃO

As curvas carga-recalque para todos os casos em solo homogêneo se apresentaram bastantes satisfatórias. Os recalques cresciam de maneira mais linear quanto maiores eram os valores de R_f . Ao fazer um comparativo entre as análises linear e não linear elástica pode se notar grandes diferenças nas magnitudes dos recalques entre essas duas análises, para todas as análise não lineares em que se adotou o valor de $R_f=0,70$ notou-se que os recalques mais que dobravam em comparação com a análise linear elástica. Mesmo se tratando de uma análise não linear, não foi possível a identificação

da carga de “ruptura”, por se tratar de uma aproximação feitas por funções hiperbólicas e essas apresentarem forma gráfica com curvaturas bastantes suaves.

Mesmo os maiores recalques sendo registrados próximos ao bloco e ao longo do comprimento das estacas, nos três casos analisados para o maciço homogêneo houve registro de recalques em quase todo domínio de solo considerado. Em maior magnitude para o bloco sobre 36 estacas na análise não linear de maior R_f , em que o carregamento normal imposto no centro do bloco provocou deslocamento em todo o domínio horizontal de solo (54,3m). O maior deslocamento foi no centro do bloco (onde o carregamento foi aplicado), entretanto esses valores não foram muito maiores que os recalque registrados nas bordas do bloco. As bacias de recalques mostraram-se tendo praticamente o mesmo formato tanto para os dois tipos de análise mudando somente a magnitude dos recalques quanto mais não linear foi a análise. Os recalques foram quase que uniformes no bloco como um todo, outra coisa que evidencia isso fora as distorções angulares no bloco que para todas as análises não se mostraram relevantes.

Diferentes de como geralmente admite-se na prática, em que dimensionamento de bloco sobre estacas em geral assume-se a carga média em cada estaca como valor total do carregamento dividido pelo número de estacas. O carregamento nas estacas se deu de maneira desuniforme, sendo as estacas da periferia do bloco as mais carregadas e as do centro as menos carregadas. A estaca de canto foi a mais solicitada em todas as análises chegando a superar o carregamento em mais de três vezes a carga da estaca central do bloco para o caso do bloco sobre 36 estacas na análise não linear. A respeito dos esforços cortantes e momentos fletores nas estacas houve apenas grandes variações somente nos primeiros metros das estacas para as duas formas de análise, os momentos mostraram-se de forma mais atuante somente numa faixa de até 4m de profundidade em relação a base do bloco, concluindo-se assim que apenas até esse trecho a adição de armadura é necessária para as estacas. Os esforços no bloco, como momento fletor e tensão normal, pouco variaram devido as distorções angulares serem pouco expressivas para estes casos. Pode-se notar que houve uma redução na carga de base das estacas quando se fez as análises não lineares.

REFERÊNCIAS

YOUNG, R. K.; KO. H-Y. (1981). Limit equilibrium, plasticity and generalized stress-strain in geotechnical engineering. American Society of Civil Engineers. New York, p. 256 – 327.

DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. (1952). Soil Mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math., v10, n. 2, p. 157 – 165.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v 96, n. 5, p. 1629 – 1653.

BITTENCOURT, D. M. A. (2012). Construção de uma ferramenta numérica para análise de radiers estaqueados. Dissertação de Mestrado em Geotecnia Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, Goiás, 222f.

OTTAVIANI, M. (1975). Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups. *Géotechnique, London*, v. 25, n. 2, p. 159-174.

SALES, M. M. (2000). Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. XXVII. 2000. 229 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

DOEHLER, T. A. (2012). Análise da interação soloestrutura em blocos sobre estacas via modelagens numéricas. Dissertação de Mestrado em Geotecnia Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, Goiás, 129f.

Capítulo 7

AVALIAÇÃO DA EFICÁCIA DE PISOS DRENANTES FRENTE À PRESENÇA DE ÁGUA

[DOI: 10.37423/200500870](https://doi.org/10.37423/200500870)

Bruna Gabrielly Oliveira Ribeiro (Universidade Católica de Brasília, Brasília, Brasil). brunagrubeiro@gmail.com

Ivonne Alejandra Maria Gutierrez Góngora (Universidade Católica de Brasília, Brasília, Brasil). ivonneagutierrezgongora@gmail.com

Haroldo da Silva Paranhos (Universidade Católica de Brasília, Brasília, Brasil). reforsolo@gmail.com

Cássio Brenner Teixeira de Souza (Universidade Católica de Brasília, Brasília, Brasil). cassiobrsouza@hotmail.com



RESUMO: Este artigo propõe a avaliação da eficácia de pisos drenantes quando submetidos à ação de cargas simultaneamente ao contato com águas pluviais. Os pisos drenantes representam uma solução aos crescentes problemas relacionados à drenagem urbana, decorrentes dos inúmeros processos de impermeabilização dos solos. Porém, o dimensionamento das suas camadas tem sido feito a partir da IP-06/2004, que não leva em conta o fato de a água infiltrada entrar em contato com a estrutura, prejudicando toda a estabilidade do pavimento. Além disso, tem sido registrados problemas de deformação nos pisos intertravados, possivelmente ocasionados pela presença de água na estrutura. Por isso, visou-se comprovar através de ensaios a perda da capacidade de suporte da estrutura quando se encontra saturada e a necessidade de se contar com um reforço. Como não se tem registros de ensaios regulamentados para tal fim, foram feitas adaptações de ensaios já existentes, mas que são destinados a outros materiais. Foram realizados três ensaios distintos num equipamento de grande porte desenvolvido por Góngora (2015), que consistiram na aplicação de cargas cíclicas sobre a estrutura com a base seca (natural), saturada e com a base saturada reforçada com um geotêxtil tecido. As cargas foram aplicadas na frequência de 1Hz e com uma intensidade de aproximadamente 18,2kN. O ensaio era finalizado quando o deslocamento vertical da estrutura atingia 25mm. Ao término dos ensaios foi feita a comparação dos resultados obtidos, e foi possível constatar a influência da água na estabilidade da estrutura do piso drenante e também a necessidade de se contar com um reforço entre as camadas do pavimento drenante, garantindo assim uma maior capacidade de suporte e conseqüentemente um desempenho satisfatório.

PALAVRAS-CHAVE: Pisos Drenantes, Geossintéticos, Águas Pluviais.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em vista o crescente avanço nos processos de impermeabilização de solos nas áreas urbanas, o tema de pisos drenantes insere-se no contexto ambiental e estrutural na Engenharia Civil. Sua utilização constitui-se numa opção para auxiliar os processos de drenagem e também para construir em áreas de permeabilidade exigidas pelas normas atuais. Porém, o dimensionamento das camadas do piso drenante tem sido feito a partir da IP- 06/2004, que indica o procedimento de cálculo de pavimentos intertravados, onde a quantidade de água que entra pelas juntas chega a 3% da chuva máxima, contra 100% nos pavimentos permeáveis.

Como o dimensionamento das camadas não leva em conta o fato de a água infiltrada entrar diretamente em contato com a estrutura do piso, toda a sua estabilidade é prejudicada, Uma vez que a saturação das camadas granulares ocorre rapidamente e atua simultaneamente com a ação das cargas provenientes do tráfego, dando origem ao bombeamento de finos.

A consequência direta do bombeamento de finos é a deformação e a perda da capacidade de suporte do pavimento.

Como já se têm registros de problemas de deformação ocorridos nos pavimentos intertravados devido à presença de água, acredita-se que é fundamental conhecer o comportamento da estrutura do piso drenante.

A partir da obtenção desse conhecimento, torna-se possível a identificação de camadas mais afetadas pela presença da água e a elaboração de soluções eficientes, que permitam a passagem da água pelo piso sem que a sua estabilidade seja prejudicada.

Por isso, visou-se comprovar através de ensaios a perda da capacidade de suporte da estrutura quando se encontra saturada e a eficiência do geossintético como reforço.

2 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

O equipamento de grande porte utilizado para os ensaios foi desenvolvido por Góngora (2015) e encontra-se na Universidade de Brasília (UnB).

A Figura 1 traz a ilustração do equipamento.



Figura 1. Equipamento utilizado para os ensaios.

Para a instalação da estrutura do piso, foi disposto um tanque cilíndrico de concreto com diâmetro interno de 1,00 m e altura de 0,52 m. Para simular as cargas provenientes do tráfego foi utilizado um sistema hidráulico composto por: conjunto motor-bomba; válvula de alívio; válvula solenoide e direcional; mangueiras hidráulicas de alta pressão; manômetro, cilindro hidráulico e temporizador. (GONGORA, 2015)

O equipamento também conta com um sistema de reação, que possibilitou a aplicação de uma carga vertical com intensidade de aproximadamente 18,2 kN numa frequência de 1 Hz, sobre uma placa de aço com 0,2 m de diâmetro, que foi colocada acima da estrutura.

Foram utilizados ainda, dois medidores de deslocamento linear e uma célula de carga, para que fosse possível conhecer o deslocamento vertical da estrutura e a intensidade da carga aplicada.

Para registrar e gravar as leituras feitas pelo medidor de deslocamento e pela célula de carga foi utilizado um sistema de aquisição de dados.

3 MATERIAIS UTILIZADOS

O dimensionamento das camadas da estrutura e os materiais utilizados para os ensaios foram similares aos que serão utilizados no Estádio Mané Garrincha – Brasília DF, onde será realizada a instalação do piso numa área de aproximadamente 500.000,00 m².

3.1 MATERIAL DE SUBLEITO

Na camada de subleito foi utilizado um solo argilo-siltoso, que foi coletado no Complexo Esportivo Ayrton Senna localizado no Estádio

Mané Garrincha em Brasília. Para conhecer as características do solo e as suas propriedades, foram utilizados os resultados dos ensaios fornecidos pelo Consórcio Legado Brasília, que foram executados pelas empresas: Reforsolo Engenharia - Geotecnia e Meio Ambiente, Soltec Engenharia LTDA. e Costa Brava Projetos e Construções LTDA.

A seguir são citados os parâmetros do solo na Tabela 1, a análise granulométrica na Figura 2 e a classificação do solo nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 1. Parâmetros do solo do subleito.

Parâmetros	Valor
Umidade Ótima (%)	31
Massa Específica Seca Máxima (g/cm^3)	1,49
Índice de Suporte Califórnia (CBR) (%)	6,8
Limite de Liquidez (%)	38
Limite de Plasticidade (%)	25,7
Índice de Plasticidade (%)	12,3

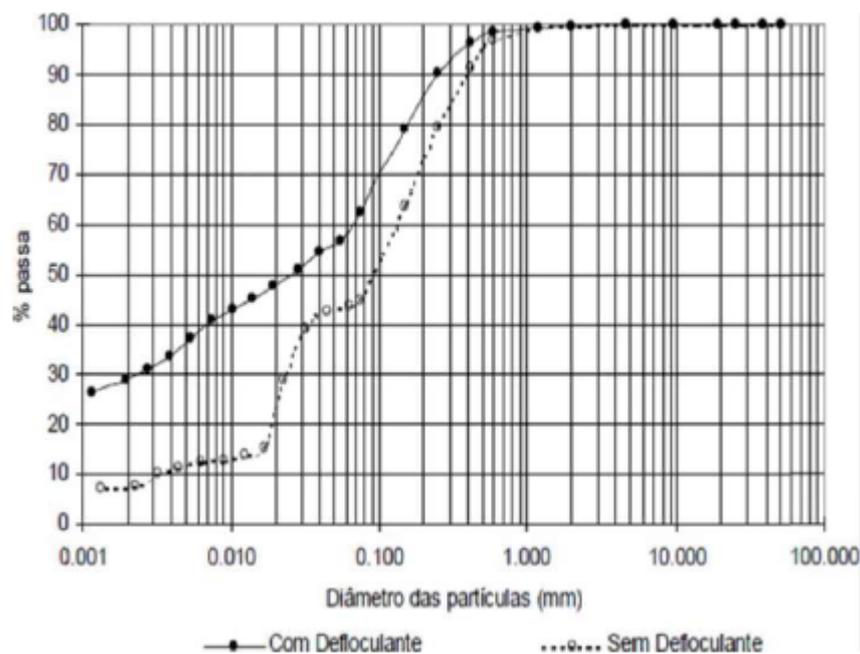


Figura 2. Análise Granulométrica do solo de subleito.

Tabela 2. Características granulométricas do solo de subleito.

Características do Solo		
Pedregulho	> 2 mm	0
Areia Grossa	2 - 0,42 mm	3
Areia Fina	0,42 - 0,074 mm	21
Silte e Argila	< 0,074 mm	76
Total		100

Tabela 3. Classificação do solo de subleito

Classificação	Grupo	Subgrupo
HRB	A7	A7-6

3.2 MATERIAL DE BASE

Para a composição da camada de base o material utilizado foi o macadame, e em seguida foram dispostos pedriscos, a fim de que fossem preenchidos todos os vazios existentes.

3.3 MATERIAL DE ASSENTAMENTO

Na camada de assentamento foi utilizada areia artificial fina, cuja densidade relativa é de 2,7.

A análise granulométrica do material está especificada na Figura 3.

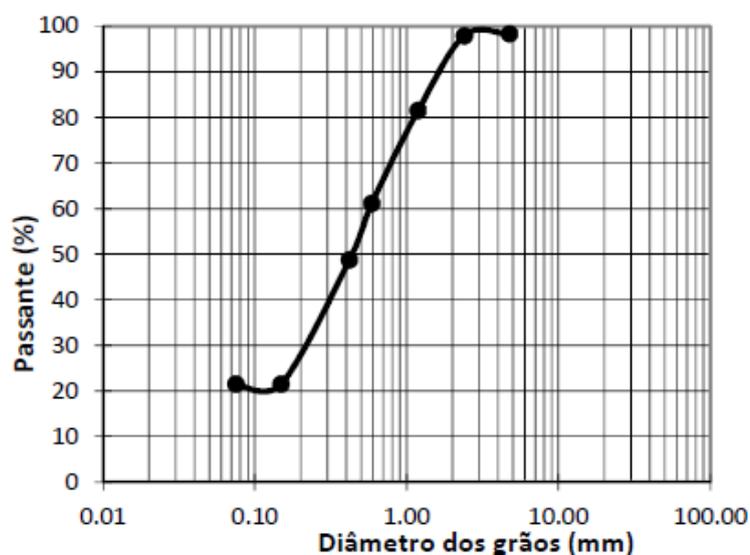


Figura 3. Curva granulométrica da areia de assentamento.

3.4 PISO DRENANTE

O piso utilizado foi o bloquete drenante, que possui 20 cm de comprimento e 8 cm de altura.

3.5 MATERIAL DE REFORÇO

O material de reforço utilizado foi o geotêxtil tecido, que é formado por um tecido fabricado a partir de filamentos de poliéster (MACCAFERRI, 2010). A Tabela 2 a seguir, fornecida pela Maccaferri, apresenta as propriedades do geotêxtil.

Tabela 4. Propriedades do Geotêxtil Tecido.

Propriedades	Valor
Resistência longitudinal a tração (KN/m)	45
Resistência transversal a tração (KN/m)	45
Alongamento na Resistência a tração última (%)	30
Gramatura (g/m ²)	200
Espessura (mm)	0,5
Permissividade (s ⁻¹)	0,7
Permeabilidade (cm/s)	0,04

4 METODOLOGIA

A avaliação do desempenho da estrutura do piso drenante se deu através da comparação dos resultados de três ensaios distintos, que consistiram na aplicação de cargas cíclicas sobre a estrutura com a base seca, saturada e saturada com o geotêxtil como reforço. O ensaio era finalizado quando o deslocamento vertical da estrutura alcançava 25mm.

As cargas simularam o carregamento da roda de um veículo com carga por eixo de 80 kN, e foram aplicadas a fim de que se obtivesse uma pressão máxima de 560 kPa sobre a estrutura.

4.1 PRIMEIRO ENSAIO

O primeiro ensaio consistiu na aplicação de cargas sobre a estrutura com a base seca. A

Figura 4 apresenta a disposição e a espessura das camadas da estrutura.

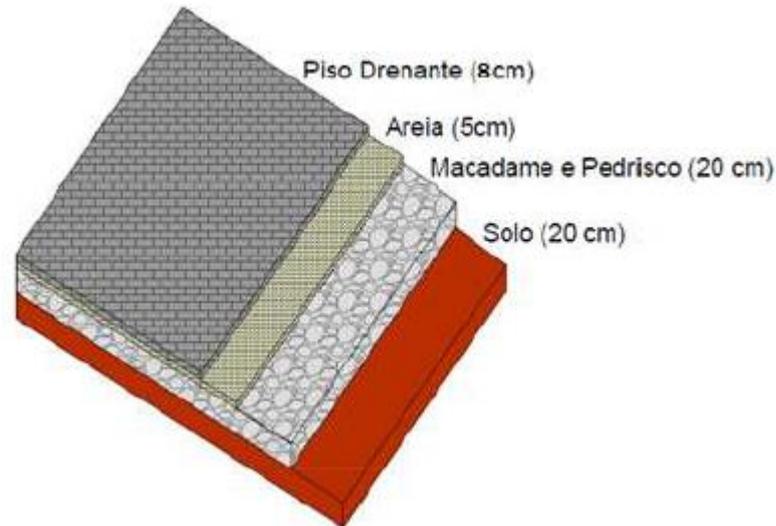


Figura 4. Esquemática das camadas da estrutura do piso drenante no primeiro e segundo ensaio.

A estrutura foi montada no tanque cilíndrico de concreto, para a montagem do subleito foi realizada a compactação do solo em duas camadas de 10 cm, tendo sido utilizados 117,20Kg de solo por camada.

Em seguida procedeu-se a montagem da camada de base, onde o macadame foi disposto até completar os 20 cm de altura e logo após, os pedriscos foram colocados. Utilizou-se um martelo de borracha para gerar uma leve vibração, fazendo com que todos os vazios existentes entre o macadame fossem preenchidos pelos pedriscos.

Após a montagem da camada de base, foram colocados os 5cm da camada de assentamento e em seguida foi feita a instalação do piso drenante. Na instalação do piso, deveriam ter sido colocados pedriscos a fim de dar o intertravamento dos bloquetes, porém, por um erro de execução o intertravamento não foi realizado.

Depois de finalizada a instalação da estrutura, deu-se início ao ensaio com a aplicação das cargas.

4.2 SEGUNDO ENSAIO

O segundo ensaio consistiu na aplicação de cargas sobre a estrutura saturada. Ressalta-se que as espessuras das camadas foram similares às que foram utilizadas no primeiro ensaio.

Antes da instalação da segunda estrutura, foi necessário fazer a impermeabilização do tanque cilíndrico de concreto com a aplicação de uma manta asfáltica.

Após a impermeabilização do tanque, os procedimentos que se seguiram para a montagem da estrutura foram semelhantes aos do ensaio

anterior.

Para a instalação do piso, foi necessária a colocação de pedriscos para realizar o intertravamento dos bloquetes. Assim como na camada de base, foi utilizado o martelo de borracha para compactar os bloquetes e fazer com que todos os vazios fossem devidamente preenchidos.

Depois de concluída a montagem, deu-se início à saturação da estrutura. O critério adotado para definir a quantidade de água necessária foi o acompanhamento da saturação das camadas de areia e da base. O ensaio teve início a partir do momento em que foi identificada a presença de água na camada de base, para tal fim, foram utilizados 50 L de água. A Figura 5 retrata a execução do ensaio.



Figura 5. Execução do segundo ensaio.

4.3 TERCEIRO ENSAIO

No terceiro ensaio, a estrutura contou com a utilização de um geotêxtil tecido como reforço e a aplicação de cargas se deu sobre a estrutura saturada.

A Figura 6 mostra a disposição e a espessura das camadas dessa estrutura.

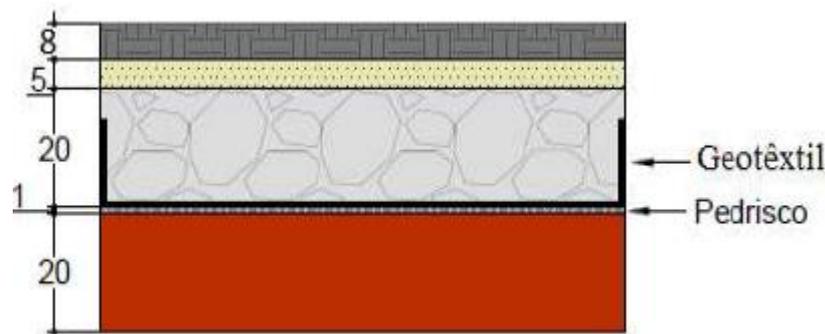


Figura 6. Esquematização das camadas da estrutura do terceiro ensaio em centímetros.

Na montagem da estrutura, procedeu-se a compactação do solo de subleito da mesma maneira que nos ensaios anteriores, e após a finalização desta camada foi iniciada a instalação do geotêxtil tecido.

O geotêxtil foi instalado na interface basesubleito por acreditar-se que essas são as camadas mais solicitadas na estrutura e, portanto, onde haveria uma maior necessidade de reforço.

A fim de proporcionar uma melhor aderência do geotêxtil com a estrutura, foi disposta uma camada de 1cm de pedrisco acima do subleito.

Foi feito o recorte no geotêxtil com as dimensões de 1,30x1,30m, para que fosse possível encobrir a camada de pedrisco e parte das laterais da manilha, numa altura de aproximadamente 0,15 m.

Depois de concluída a instalação do geotêxtil, procedeu-se à montagem das camadas subsequentes, seguindo os mesmos procedimentos dos ensaios anteriores.

Após a finalização da montagem da estrutura, deu-se início à saturação. Como a finalidade era submetê-la às mesmas condições do ensaio anterior, também foram utilizados 50 L de água para a saturação. Depois de saturada deu-se início à aplicação de cargas sobre a estrutura.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios serão apresentados a seguir, através de gráficos que representam o deslocamento vertical obtido por cada estrutura versus o número de ciclos de carga aplicado.

No primeiro ensaio, realizado na estrutura com a base seca, o deslocamento vertical pré-determinado de 25mm foi alcançado após a aplicação de 20.230 ciclos de carga.

Devido ao erro ocorrido na execução desse ensaio, os dados do resultado não serão tomados como parte relevante na conclusão do estudo, mas apenas como comparativo em relação ao desempenho das demais estruturas.

Os resultados do primeiro ensaio estão representados na Figura 7.

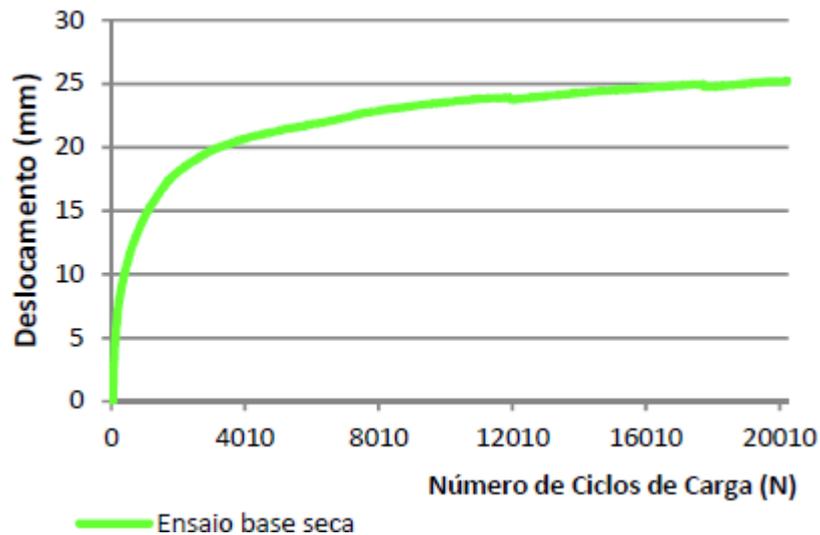


Figura 7. Deslocamento vertical versus número de ciclos de carga.

No segundo ensaio, a estrutura saturada alcançou os 25mm após a aplicação de 2.230 ciclos de carga. A figura 8 apresenta o deslocamento vertical obtido pela placa de carregamento ao longo do ensaio.

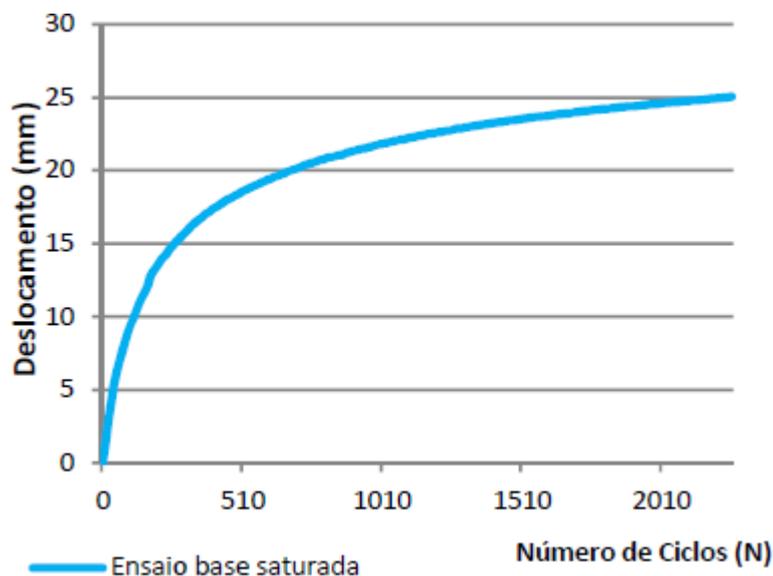


Figura 8. Deslocamento vertical versus número de ciclos de carga.

Já no terceiro ensaio, os 25mm de deslocamento foram atingidos após a estrutura saturada reforçada ser submetida a 19.457 ciclos de carga. A Figura 9 apresenta o deslocamento vertical versus o número de ciclos de carga.

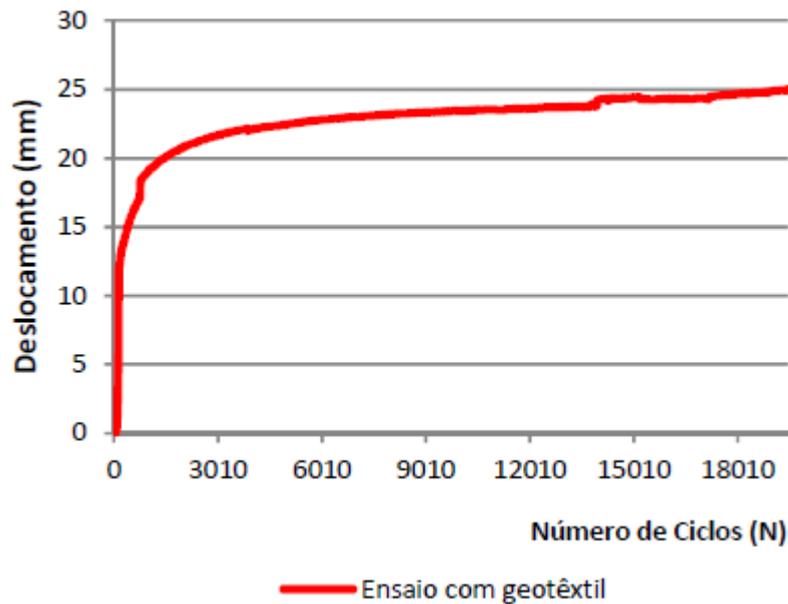


Figura 9. Deslocamento vertical versus número de ciclos de carga.

5.2 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Comparando-se os resultados dos ensaios, notas e a discrepância existente entre o número de ciclos de carga suportado pela estrutura saturada e as demais estruturas. Ressalta-se em especial, o fato de a estrutura com a base seca ter atingido um desempenho muito superior ao da estrutura saturada, mesmo tendo sido executada sem o intertravamento dos bloquetes.

A Figura 10 a seguir, traz a comparação dos deslocamentos obtidos em cada um dos ensaios versus o número de ciclos de carga.

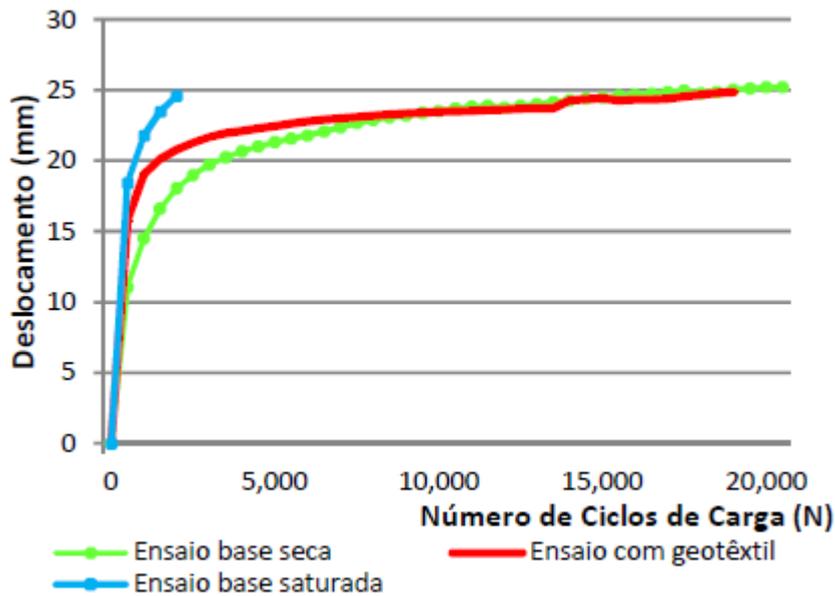


Figura 10. Deslocamentos verticais das estruturas dos três ensaios versus o número de ciclos de carga.

No decorrer do ensaio, as estruturas saturadas com e sem reforço apresentaram um comportamento semelhante até alcançar os 15mm de deslocamento vertical.

Porém, depois desse período verificou-se que a estrutura saturada chegou rapidamente aos 25mm de deslocamento, ao contrário da estrutura reforçada que apresentou uma maior estabilidade, tendo sido capaz de suportar até oito vezes mais ciclos de carga do que a estrutura sem reforço.

O bom desempenho da estrutura reforçada se deve à atuação do geotêxtil, que agiu como um distribuidor de cargas, proporcionando à estrutura o reforço necessário para que a sua estabilidade fosse mantida.

5.2 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES

Após a realização dos ensaios foi feita uma verificação nas camadas das estruturas saturadas com reforço e sem reforço. A partir dessa verificação, foi possível comparar a deformação sofrida pelas estruturas de diferentes formas e ainda analisar a influência da água infiltrada.

Constatou-se que o tipo de deformação apresentado pelas estruturas foi distinto. A estrutura sem reforço apresentou uma deformação localizada, a qual foi confirmada pela sua camada de assentamento que possuía apenas um ponto de deformação, exatamente no local onde as cargas foram aplicadas.

Já na estrutura saturada com reforço foi possível notar, em todas as camadas, que a estrutura trabalhou em conjunto para suportar as cargas aplicadas, por isso, não se tem indícios de uma deformação acentuada no local onde as tensões foram transmitidas. Isso demonstra a ação de distribuição de cargas promovida pelo geotêxtil, que serve de reforço impedindo que as cargas sejam suportadas apenas por um ponto da estrutura.

As Figuras 11 e 12, a seguir, ilustram as camadas de assentamento dos ensaios saturado sem reforço e com reforço respectivamente. A partir da comparação dessas camadas é possível constatar a distinção das deformações obtidas por cada estrutura.



Figura 11. Camada de assentamento da estrutura sem reforço (registro feito após o ensaio).



Figura 12. Camada de assentamento da estrutura saturada com reforço (registro feito após o ensaio).

A partir da análise da estrutura, pôde-se notar ainda o quanto a infiltração da água afetou a estrutura de modo geral, mas em especial a camada de subleito, que é uma das principais responsáveis pelo suporte da estrutura.

Essa constatação se deu pela comparação da deformação nas camadas, e tanto no segundo quanto no terceiro ensaio, foi possível perceber que a camada de subleito apresentou uma deformação maior que as demais. Isso confirma o fato de que a interface base-subleito realmente seria a mais adequada para a instalação do reforço. Além de todas essas constatações, foi possível ainda averiguar que a granulometria da areia utilizada na camada de assentamento não seria a mais adequada, uma vez que ao desmontar a estrutura foi verificada a sua presença nas demais camadas. Este fato se deu em especial no segundo ensaio, onde a estrutura foi saturada e não foi utilizado nenhum material como reforço nem como separador de camadas.

6 CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados dos ensaios, conclui-se que o experimento atingiu as expectativas e comprovou a necessidade de se incluir no dimensionamento do piso drenante, um geossintético a ser utilizado como reforço.

Os ensaios mostraram o quão importante é contar com um geotêxtil como reforço, em especial em uma estrutura que tem como intuito facilitar a infiltração da água. A partir dos resultados, sabe-se que a utilização desses pisos em locais submetidos à ação das cargas do tráfego sem que se utilize um reforço, certamente acarretará em grandes problemas para os seus usuários e provavelmente, trará grandes despesas com reparos.

Além de se apresentar como uma solução para a deformação dos pavimentos drenantes, os geossintéticos se manifestam ainda como uma oportunidade de otimizar a capacidade de suporte desses pisos, tornando-os mais atrativos e possibilitando assim a ampliação da sua utilização.

Por isso, recomenda-se que o dimensionamento de estruturas de pisos drenantes passe a contar com o auxílio de um geossintético, dada a importância da presença desse reforço para que se obtenha um desempenho satisfatório do pavimento.

AGRADECIMENTOS

Nossos agradecimentos ao Programa de Pós- Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por ter nos cedido o seu laboratório e por todo o apoio que nos foi dado no decorrer dos ensaios.

Agradecemos ainda ao Consórcio Legado Brasília, por todo o auxílio prestado, pelos materiais e dados disponibilizados que tornaram possível o desenvolvimento do projeto.

REFERÊNCIAS

MACCAFERRI. Produtos. São Paulo, 2010. Disponível em:

<file:///C:/Users/Usuario/Downloads/TS_BR_MacGrid_Net_PT_Jul10.pdf>. Acesso em: 27 jun. 2016.

GONGORA, I.A.M.G. (2015) Estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos: influência de propriedades físicas e mecânicas do reforço, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 93 p. Brasília.

PREFEITURA DE SÃO PAULO. Dimensionamento de pavimentos com blocos intertravados de concreto, IP- 06. São Paulo, 2004. 16p.

Capítulo 8

ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA DE COMPRIMENTOS VARIADOS EM SOLOS LATERÍTICOS DA FORMAÇÃO BARREIRAS

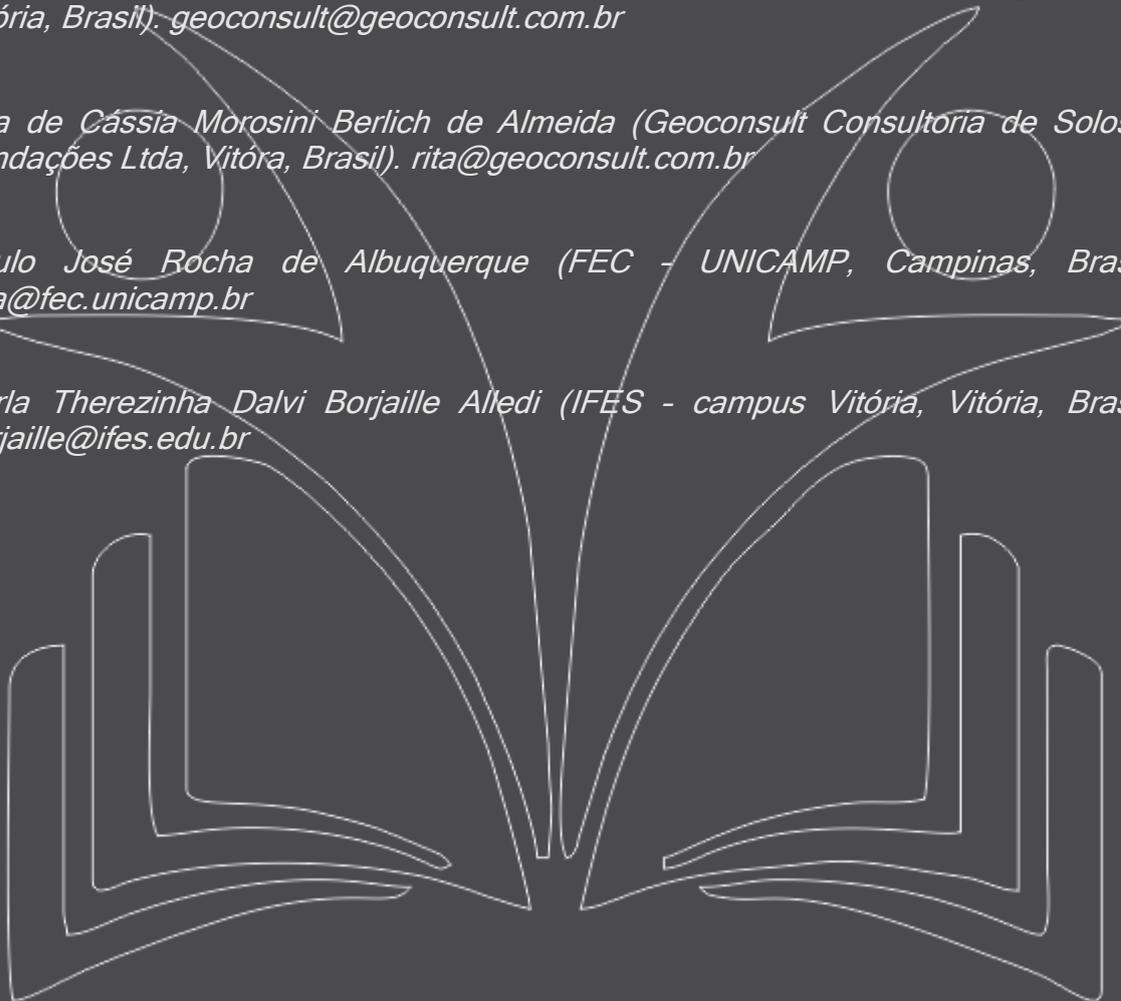
[DOI: 10.37423/200500874](https://doi.org/10.37423/200500874)

Uberescilas Fernandes Polido (Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda, Vitória, Brasil). geoconsult@geoconsult.com.br

Rita de Cássia Morosini Berlich de Almeida (Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda, Vitória, Brasil). rita@geoconsult.com.br

Paulo José Rocha de Albuquerque (FEC - UNICAMP, Campinas, Brasil). pjra@fec.unicamp.br

Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi (IFES - campus Vitória, Vitória, Brasil). borjaille@ifes.edu.br



RESUMO: Este trabalho apresenta os resultados da análise de desempenho de três estacas hélice contínua monitoradas de diferentes comprimentos submetidas a provas de carga à compressão. As estacas foram executadas em solo laterítico, parcialmente saturado, da Formação Geológica Barreiras, de Serra - ES. As estacas com 40cm de diâmetro foram executadas com comprimentos de 6m, 13m e 20m e designadas como estacas Curta, Média e Longa, respectivamente. Os objetivos deste trabalho foram investigar o efeito do comprimento das estacas na estimativa da capacidade da carga de ruptura por métodos semiempíricos e a aplicabilidade desses métodos para solos lateríticos parcialmente saturados, utilizando dados de investigação geotécnica de campo e de laboratório. A investigação geotécnica de campo contemplou a realização de sondagens à percussão com medida de torque do tipo SPT-T, coleta de bloco de amostra indeformada e de amostras do tipo indeformada com tubo shelby a maiores profundidades. Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização, resistência à compressão simples e ao cisalhamento direto. O perfil geotécnico é composto de argilas arenosas, rijas a duras, e de areias argilosas, pouco compactas. A partir dos dados das provas de carga, foram obtidas as cargas de ruptura das estacas usando o método da ABNT NBR 6122:2010 e o critério de ruptura convencional correspondente a deformação igual a 10 % do diâmetro das estacas. As cargas de ruptura foram comparadas àquelas estimadas através de vários métodos semiempíricos brasileiros e internacionais. De uma forma geral, os resultados das provas de carga foram bem superiores às previsões dos métodos semiempíricos. O método TXDOT 1971 - FHWA 1999 para estacas escavadas em solos coesivos, que utiliza a resistência não drenada, apresentou as melhores previsões de carga de ruptura para as três estacas.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga, Carga de Ruptura, Solos Lateríticos, Métodos Semiempíricos.

1 INTRODUÇÃO

As estacas hélice contínua são muito utilizadas atualmente no Brasil, por possuírem uma tecnologia que proporciona a execução das fundações de forma rápida, sem vibração e praticamente sem ruído, o que é muito conveniente em áreas urbanas. A estimativa de sua capacidade de carga no Brasil é geralmente realizada por meio de métodos semiempíricos, com base em resultados de sondagem de simples reconhecimento tipo SPT, conforme pesquisa realizada entre membros da Comissão Técnica de Fundações da ABMS (Polido, 2013).

Os métodos empregados no dimensionamento de estacas hélice são peculiares das regiões e podem resultar em previsões de carga de ruptura bem diferentes de resultados obtidos através de prova de carga estática (PCE). As razões principais para essas diferenças podem estar nas características do terreno, na metodologia de execução da estaca hélice contínua, que pode variar de uma estaca para outra numa mesma obra, nas limitações do ensaio SPT como investigação geotécnica, no efeito do comprimento de trabalho e do diâmetro das estacas, e nas limitações dos próprios métodos semiempíricos, que devido à simplicidade não incorporam todas as variáveis influentes na capacidade de carga. O efeito do tipo de solo foi retratado por Décourt (2003). Ele concluiu, a partir de provas de carga em estaca de 60cm de diâmetro e comprimento de 16,7m executada em solo laterítico, que a resistência de atrito lateral foi cerca de três vezes o valor previsto pelo método semiempírico Décourt (1996), utilizando o índice de resistência à penetração N_{spt} e o torque máximo T_{max} fornecidos por sondagens do tipo SPT-T. Borjaille Alledi et al. (2015), com base em resultados de uma PCE instrumentada em profundidade em uma estaca de 40cm de diâmetro e 16,8m de comprimento, executada em solo laterítico e de elevada resistência ao nível da ponta ($N_{spt} \geq 49$), verificaram que a relação entre a capacidade de carga obtida na PCE e seu valor médio estimado por métodos semiempíricos considerando resultado de sondagem de simples reconhecimento com medida de torque SPT-T foi de 1,6; entretanto a relação entre o atrito lateral medido e o estimado foi aproximadamente 2,0. Assim, há evidências de que a estimativa de carga de ruptura geotécnica de estacas hélice contínua em solo laterítico a partir de métodos semiempíricos baseados unicamente em sondagens (SPT e SPT-T) conduza a previsões de carga de ruptura subestimadas.

Nesse trabalho serão apresentados os resultados de três provas de carga em solo laterítico, parcialmente saturado, com diferentes comprimentos, objetivando investigar o efeito do comprimento da estaca hélice na estimativa da carga de ruptura por métodos semiempíricos e a

aplicabilidade desses métodos para o solo da área experimental. Para a estimativa utilizou-se dados da investigação geotécnica de campo, constituída de duas sondagens tipo SPT-T, e de ensaios de laboratório de caracterização e de resistência à compressão não confinada. Os estudos ora apresentados derivaram de uma campanha de provas de carga a priori realizadas para a elaboração de projeto geotécnico de fundações de um conjunto habitacional compreendendo sete edifícios de seis pavimentos.

2 ÁREA EXPERIMENTAL

A área experimental localiza-se no Planalto de Carapina, cidade de Serra, na região metropolitana de Vitória, Espírito Santo, e apresenta predominantemente solos do tipo argila arenosa e areia argilosa, parcialmente saturados, pertencentes à Formação Geológica Barreiras. Abaixo de aterro argiloso da ordem de 2m de espessura está a primeira camada do terreno natural, com aproximadamente 6m de espessura, constituída de argila muito arenosa, marrom, média a rija, e areia argilosa, vermelha, pouco compacta, solos comprovadamente lateríticos conforme estudos de Polido e Castello (1985). Nas camadas mais profundas da área experimental predomina as argilas pouco arenosas, de cor variegada, rijas a duras, com ocorrência de concreções lateríticas ricas em óxido de ferro, dificultando inclusive a amostragem com tubo shelby.

Foram executadas na área experimental três estacas hélice contínua monitoradas de 40cm de diâmetro (\emptyset) com comprimentos de 6m, 13m e 20m, designadas como Estacas Curta (EC), Média (EM) e Longa (EL), respectivamente, para serem submetidas a PCE. Nos sistemas de reação das PCEs foram empregadas oito estacas hélice contínua de 60cm de diâmetro. Apresenta-se na Figura 1 a locação em planta das estacas e dos pontos de investigação geotécnica. As estacas ensaiadas foram instrumentadas em profundidade, no entanto os resultados da instrumentação ainda estão sendo analisados.

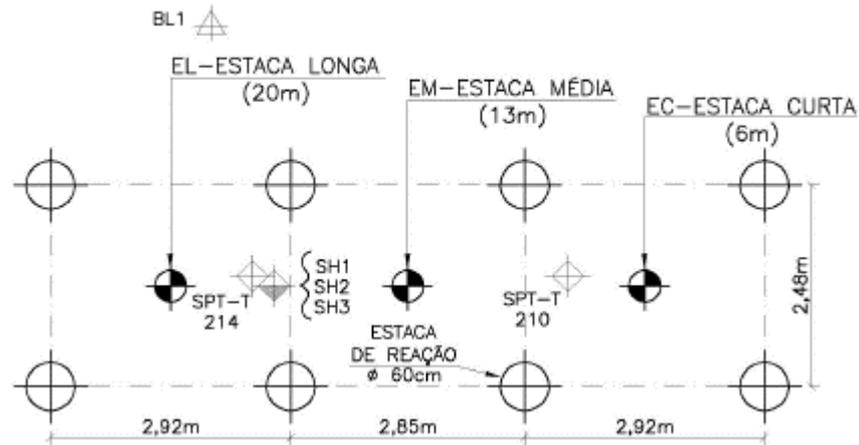


Figura 1. Planta de localização das estacas EL, EM e EC, das reações e dos pontos de investigação geotécnica.

A investigação geotécnica de campo no local da prova de carga contemplou a realização de duas sondagens SPT-T e a coleta de amostras indeformadas, tendo sido retirado um bloco de solo a 2,5m (BL1) e obtidos tubos shelby nas profundidades de 5,7m (SH1), 11,2m (SH2) e 17,6m (SH3). A amostra SH3 ficou prejudicada por compreender uma concreção laterítica. Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização, de resistência à compressão simples e ao cisalhamento direto.

A Figura 2 ilustra o perfil geotécnico do terreno. Nela são apresentados os seguintes parâmetros do solo: índice de resistência no ensaio SPT (N_{spt}), torque residual (T_{res}), torque máximo ($T_{máx}$), limite de liquidez (w_L), limite de plasticidade (w_P), umidade natural (w), percentual de finos (#200), peso específico natural (γ) e resistência ao cisalhamento não drenada (S_u).

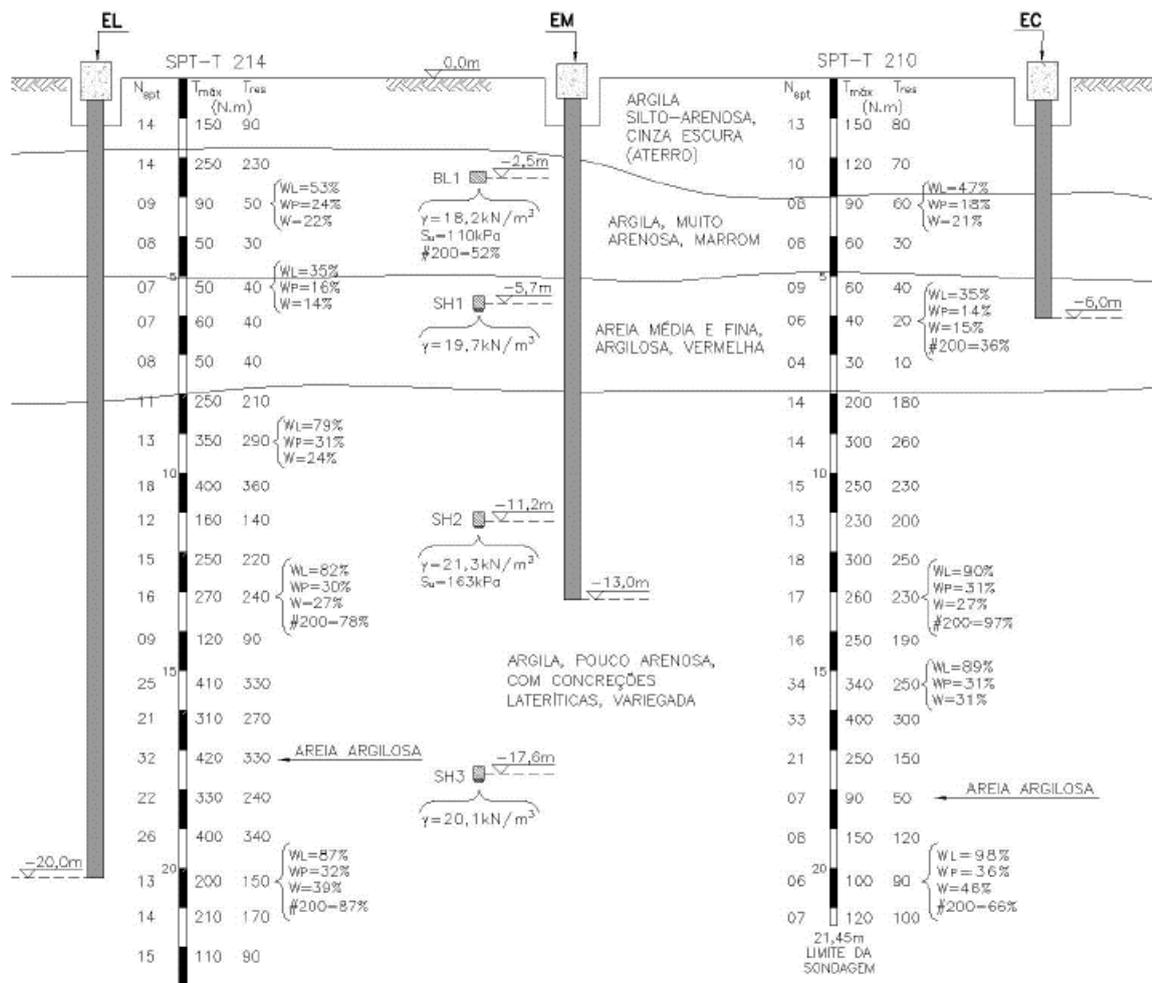


Figura 2. Perfil geotécnico, ensaios de laboratório e situação das estacas EL, EM e EC.

Utilizando os valores de S_u , obtidos a partir de ensaios de resistência à compressão simples, e os índices N_{spt} médios correspondentes aos solos amostrados, verificou-se boa concordância com a correlação $S_u = 12,5 \cdot N_{spt}$ (kPa), de Décourt, Belincanta e Quaresma Filho (1989). Assim, essa correlação foi utilizada na obtenção de S_u das camadas de solo onde não se dispunham de ensaios de resistência.

3 PROVAS DE CARGA

3.1- RESULTADOS

As estacas Curta (EC), Média (EM) e Longa (EL) foram testadas por PCE à compressão com carregamento lento, conforme especificações da Norma Brasileira ABNT NBR 12131:2006. Em nenhuma das PCEs foi evidenciada a ruptura nítida. A PCE da EL foi paralisada com a deformação máxima de 32,80mm, da ordem de 8,2% do diâmetro (ϕ), devido à limitação das reações. Já a deformação máxima da estaca EC no teste foi de 38,12mm, correspondente a 9,5% do ϕ , e a da estaca

EM foi de 42,20mm, equivalente a 10,6 % do \emptyset . As curvas carga x recalque das três estacas são apresentadas na Figura 3. A EL foi solicitada por dois ciclos de carga-descarga.

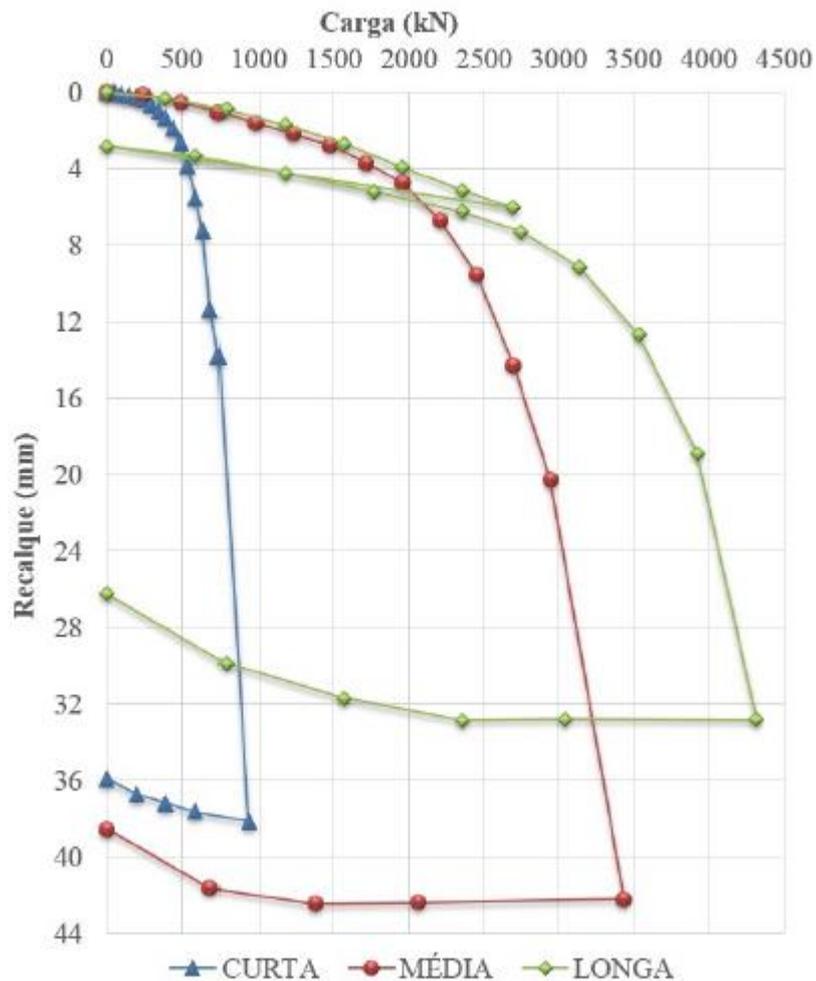


Figura 3. Curvas carga x recalque.

A partir dos dados das PCEs, foram obtidas as cargas de ruptura das estacas usando o método da NBR 6122:2010 e o critério de ruptura convencional correspondente a deformação igual a 10% do diâmetro das estacas. As curvas carga x recalque das estacas EC e EL foram extrapoladas pelo método de Van der Veen (1953), já em seus trechos praticamente retilíneos, para complementar 40mm de deformação e, assim, possibilitar a obtenção da carga de ruptura pelo critério de 10% do \emptyset . Na Tabela 1 estão compilados os principais dados e resultados das PCEs.

Tabela 1. Dados e resultados das PCEs.

Informação	Curta	Média	Longa			
			1º Ciclo	2º Ciclo	Result.*	
Comprimento da estaca (m)	6	13	20	20	20	
Carga máxima na PC (kN)	930	3430	2700	4310	4310	
Recalque máximo (mm)	38,12	42,20	6,05	29,97	32,80	
Recalque residual (mm)	35,89	38,54	2,83	23,40	26,23	
Recalque elástico (mm)	2,23	3,60	3,22	6,57	6,57	
Ruptura pela NBR 6122	Carga PR _{PCE} (kN)	740	2940	-	-	4340
	Recalque (mm)	13,9	20,3	-	-	33,9
Ruptura para 10%Ø	Carga (kN)	940**	3380	-	-	4390**
	Recalque (mm)	40	40	-	-	40

* Considerando o recalque residual do 1º ciclo somado aos recalques do 2º ciclo de carga-descarga.

** Curva carga x recalque extrapolada pelo método de Van der Veen (1953).

As estacas EC e EM foram carregadas até deformações semelhantes, e apresentaram recalques residuais praticamente iguais. A estaca EL apresentou recalque residual menor, por ter sido levada até uma deformação máxima inferior à das estacas EC e EM.

Para comparação com as previsões de carga de ruptura pelos métodos semi empíricos, os valores obtidos pelo critério da NBR 6122:2010 foram adotados como carga de ruptura das estacas (PRPCE).

3.2- ANÁLISE PELO MÉTODO DA RIGIDEZ

Realizou-se, ainda, a interpretação dos dados de carga e recalque das PCEs das estacas EC e EM utilizando o Método de Rigidez (Décourt, 1996, 2008). O método fornece as faixas de resistência de atrito lateral e de ponta, cujos resultados estão apresentados na Tabela 2. Os dados da PCE da EL não foram examinados pelo Método de Rigidez, em virtude de terem sido realizados dois ciclos de carga-descarga e, assim, haver carga residual incorporada à estaca. De acordo com Massad e Fonseca (2012),

o Método da Rigidez pode conduzir a valores de carga de atrito lateral na ruptura superestimados quando existe carga residual na estaca.

Tabela 2. Análise das cargas de ruptura da EC e EM pelo Método da Rigidez

Estaca	Faixa de atrito lateral (kN)	Faixa de resistência de ponta (kN)	Total (kN)
EC	458 - 619	323 - 448	942
EM	2151 - 3014	391 - 1254	3405

O Método da Rigidez fornece também a carga de ruptura convencional para um recalque igual a 10% do diâmetro. Cabe ressaltar os valores próximos da carga de ruptura convencional de cada estaca apresentados nas Tabelas 1 e 2. A pequena diferença verificada decorre do critério de aproximação da curva a partir dos pontos de carga e recalque obtidos nas PCEs.

Verifica-se na Tabela 2 que o atrito lateral da estaca EM varia de 63% a 89% da resistência total. Percentual da mesma ordem foi obtido por Borjaille Alledi et al. (2015) na PCE instrumentada em profundidade de uma estaca com comprimento de 16,8m, também executada em solo da Formação Barreiras, em Serra - ES. Nessa PCE mediu-se um atrito lateral da ordem de 77 % da carga de ruptura, ou seja, dentro da faixa de atrito lateral obtida pelo Método da Rigidez para a estaca EM, de 63% a 89% e, aproximadamente, a média da faixa.

4 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS ANALISADOS

As capacidades de carga das três estacas foram estimadas por meio dos seguintes métodos semiempíricos que utilizam resultados de sondagens SPT e SPT-T: Décourt e Quaresma (1978), Aoki e Velloso (1975) com parâmetros adaptados por Cintra e Aoki (2010), Antunes e Cabral (1996), e Alonso (1996, 2000) com os parâmetros apropriados para Serra - ES. Essas metodologias foram as mais citadas em pesquisa realizada e apresentada na Conferência sobre Tecnologia de Fundações CTF2013, conforme Polido (2013). Foram utilizados ainda na previsão de capacidade de carga o método de *Federal Highway Administration* FHWA 1999 para estacas escavadas em solos coesivos, e o método de *Texas Highway Department* TXDOT 1971 de estacas escavadas para obtenção da resistência lateral conjugado com o FHWA 1999 para a resistência de ponta, citados por FHWA (2007), que empregam a resistência não drenada (S_u) dos solos. Logo, foram previstas as cargas de ruptura lateral (PL), de ponta (PP) e total (PR) usando cada método citado. As comparações de PR com a carga de ruptura obtida por

meio de prova de carga (PRPCE) relativas às estacas EC, EM e EL são apresentadas nas Tabelas 3, 4 e 5, respectivamente.

Tabela 3. Estimativa de resistência da Estaca Curta (EC)

Métodos	Ensaio	Previsão			PR _{PCE}	$\frac{PR_{PCE}}{PR}$
		PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)		
Alonso (1996, 2000)	SPT	298	254	552	740	1,3
	SPT-T	267	160	427		1,7
Antunes e Cabral (1996)	SPT	206	169	375		2,0
Aoki e Velloso (1975)	SPT	158	258	416		1,8
Décourt e Quaresma (1978)	SPT	236	63	299		2,5
	SPT-T	236	38	274		2,7
FHWA 1999	S _u	386	87	473		1,6
TXDOT 1971 - FHWA 1999	S _u	494	87	581		1,3

No caso da estaca curta EC, verifica-se na Tabela 3 que os resultados das previsões dos métodos de Alonso (1996, 2000) considerando o N_{spt} e TXDOT 1971 - FHWA 1999 se aproximaram da carga de ruptura (PRPCE/PR=1,3). Quanto aos demais métodos, o resultado da prova de carga variou de 1,6 a 2,7 vezes as previsões da carga de ruptura.

Tabela 4. Estimativa de resistência da Estaca Média (EM)

Métodos	Ensaio	Previsão			PR _{PCE}	$\frac{PR_{PCE}}{PR}$
		PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)		
Alonso (1996, 2000)	SPT	820	239	1059	2940	2,8
	SPT-T	1026	360	1386		2,1
Antunes e Cabral (1996)	SPT	577	280	857		3,4
Aoki e Velloso (1975)	SPT	417	334	751		3,9
Décourt e Quaresma (1978)	SPT	687	113	800		3,7
	SPT-T	761	152	913		3,2
FHWA 1999	S _u	1028	232	1260		2,3
TXDOT 1971 - FHWA 1999	S _u	1359	232	1591		1,8

No caso da estaca Média EM, observa-se na Tabela 4 que o resultado da PCE variou de 1,8 até 3,9 vezes os valores previstos pelos métodos semiempíricos. O método que mais se aproximou do resultado dessa PCE foi novamente o método TXDOT 1971 - FHWA 1999, com PRPCE/PR=1,8.

Tabela 5. Estimativa de resistência da Estaca Longa (EL)

Métodos	Ensaio	Previsão			PR _{PCE}	$\frac{PR_{PCE}}{PR}$
		PL (kN)	PP (kN)	PR (kN)		
Alonso (1996, 2000)	SPT	1711	256	1967	4340	2.2
	SPT-T	2084	294	2378		1.8
Antunes e Cabral (1996)	SPT	1208	228	1436		3.0
Aoki e Velloso (1975)	SPT	855	272	1127		3.9
Décourt e Quaresma (1978)	SPT	1362	91	1453		3.0
	SPT-T	1545	124	1669		2.6
FHWA 1999	S _u	1929	130	2059		2.1
TXDOT 1971 - FHWA 1999	S _u	2320	130	2450		1.8

No caso da estaca longa EL, cujos dados da análise são apresentados na Tabela 5, o resultado da PCE variou de 1,8 a 3,9 vezes os valores previstos pelos métodos semiempíricos. As previsões de capacidade de carga de Alonso (1996, 2000) baseada no SPT-T e do método TXDOT 1971 - FHWA 1999 foram as que mais se aproximaram do resultado da PCE.

Em síntese, considerando o conjunto de resultados das três estacas EC, EM e EL, o método da TXDOT 1971 - FHWA 1999, que utiliza a resistência não drenada (S_u), apresentou os resultados que mais se aproximaram dos valores da carga de ruptura determinados via PCE.

Verifica-se também, examinando os resultados das comparações das cargas de ruptura, que no caso da estaca Curta as diferenças entre as estimativas e o resultado da PCE foram menores do que para as estacas Média e Longa. Portanto, para o solo laterítico da área experimental, a inclusão do efeito do comprimento de trabalho da estaca nas metodologias semiempíricas de previsão de capacidade de carga de estaca hélice contínua poderia melhorar seus resultados. Uma tentativa para explicação do efeito do comprimento de uma estaca no caso dos solos da área experimental, solo parcialmente saturado (comportamento drenado), seria a maior pressão da coluna de concreto fresco no solo. Nas estacas de maior comprimento, esse aumento da pressão efetiva lateral seria responsável por elevação do atrito lateral unitário. Esta hipótese poderá ser melhor investigada através da determinação do atrito lateral unitário por meio da instrumentação das estacas em profundidade.

Os estudos confirmaram a constatação de Décourt (2003) de que métodos semiempíricos baseados no SPT e no SPT-T subestimam as previsões de capacidade de carga de estacas em solos lateríticos. Uma explicação para essas diferenças seria o fato desses métodos terem sido desenvolvidos a partir de bancos de dados de provas de carga em solos predominantemente não lateríticos. Uma evidência

nesse sentido seria o fato do método de Alonso (1996, 2000), ajustado pelo autor para o solo laterítico da Serra - ES, ter fornecido resultados com os menores desvios em relação àqueles obtidos através de PCEs dentre os métodos semiempíricos baseados unicamente em resultados de SPT e SPT-T examinados nesse estudo.

Décourt (2003), em uma tentativa de explicar as diferenças obtidas nas comparações entre as cargas estimadas e as obtidas por meio de PCE, aventou a possibilidade do fato ser decorrente da cimentação natural dos solos lateríticos proveniente dos óxidos de ferro e alumínio no processo de laterização. Cimentação essa que resultaria em uma resistência adicional ao solo laterítico não refletida no índice N_{spt} , mas influente nos resultados das provas de carga. Essa explicação é ratificada no presente estudo pelo desempenho dos métodos semiempíricos que utilizam a resistência não drenada (S_u) obtida via ensaio de laboratório. As previsões de carga de ruptura das estacas por esses métodos apresentaram uma tendência a menores desvios, em relação àquelas dos métodos baseados exclusivamente em resultados de sondagens SPT e SPT-T.

Para o caso das estacas Média e Longa, as previsões de carga de ruptura que mais se afastaram dos resultados das provas de carga foram aquelas oriundas de métodos que se valeram unicamente do índice N_{spt} e da classificação do solo. Confirma-se, assim, a limitação da sondagem tipo SPT como método investigativo de solos lateríticos parcialmente saturados, como os da área experimental, para previsão de capacidade de carga de estacas hélice contínua. Verifica-se também que provas de carga realizadas a priori podem resultar em economia significativa na execução de fundações com estacas hélice contínua.

5 CONCLUSÕES

Os resultados das PCEs das estacas hélice contínua Média e Longa, executadas em solo laterítico parcialmente saturado da área experimental, variaram de 1,8 a 3,9 vezes os valores de carga de ruptura obtidos por métodos semiempíricos, com base no N_{spt} e no torque via SPT-T, de uso corrente na prática de engenharia no Brasil.

O método TXDOT 1971 - FHWA 1999 para estacas escavadas em solos coesivos, que utiliza a resistência não drenada, apresentou as melhores previsões de carga de ruptura para as três estacas hélice contínua ensaiadas.

O método de Alonso (1996, 2000) considerando o N_{spt} forneceu previsão de carga ruptura adequada para a estaca Curta. Mas, para as estacas Média e Longa, o método subestimou a carga de ruptura em cerca de 64% e 55%, respectivamente. A utilização de Alonso (1996, 2000) considerando o torque do solo via SPT-T também conduziu a cargas subestimadas em relação aos resultados das PCEs.

Os estudos mostraram que tanto os parâmetros geotécnicos característicos dos solos lateríticos, dentre eles a resistência ao cisalhamento, como o efeito do comprimento de trabalho da estaca não podem ser ignorados nas metodologias de determinação da carga de ruptura das estacas hélice contínua.

A realização de provas de carga *a priori* se mostrou uma providência que resultou em economia significativa na execução das fundações do empreendimento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio das empresas MORAR Construtora e Incorporadora Ltda, TANGENCIAL Engenharia Ltda e AREIA BRANCA Engenharia Ltda, e dos técnicos Miguel R. Caxias e Raísa F. Passos.

REFERÊNCIAS

Alonso, U.R. (1996) Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T, SEFE III, ABEF, São Paulo, SP, Vol. 2, p.141-151.

Alonso, U.R. (2000) Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas, SEFE IV, ABEF, São Paulo, SP, Vol. 2, p. 425-429.

Antunes, W.R. e Cabral, D.A. (1996) Capacidade de carga de estacas hélice contínua, SEFE III, ABMS, São Paulo, SP, Vol. 2, p. 105-110.

Aoki, N. e Velloso, D. (1975) An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles, Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, ARG, Vol. 1, p. 367-376.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2010) NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2006) NBR 12131: Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

Borjaile Alledi, C.T.D. e Polido, U.F. (2012) Capacidade de Carga de Estacas Hélice Contínua Previsão por Métodos Semi-empíricos Versus Provas de Carga, SEFE VII, ABEF, São Paulo, SP, CD-ROM.

- Borjaille Alledi, C.T.D.; Minette, E.; Albuquerque, P.J.R.; Polido, U.F. (2015) Estaca Hélice Contínua Instrumentada: Previsão de Carga de Ruptura por Métodos Semiempíricos vs. Prova de Carga, Revista Geotecnia, Vol. 135, p. 115- 127.
- Cintra, J.C.A. e Aoki, N. (2010) Fundações por estacas: projeto geotécnico, São Paulo, SP, Oficina de Textos.
- Décourt, L. (1996) A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez, SEFE III, ABEF e ABMS, São Paulo, SP, Vol.1, p. 215-224.
- Décourt, L. (1998) Ruptura de Fundações e coeficientes de segurança a luz do Conceito de Rigidez. XI COBRAMSEG, ABMS, Brasília, DF, Vol. 3, p. 1599-1606.
- Décourt, L. (2003) Behaviour of a CFA pile in a lateric clay, Deep Foudations on Bored and Auger Piles, Rotterdam, BEL, p. 301-307.
- Décourt, L. (2008) Provas de carga em estacas podem dizer muito mais do que têm dito. SEFE VI, ABMS, São Paulo, v.1, p. 221-245.
- Décourt, L.; Belincanta, A.; Quaresma Filho, A.R. (1989) Brazilian Experience on SPT, Supplementary Contributions by the Brazilian Society of Soil Mechanics, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, RJ, p. 49-54.
- Décourt, L. e Quaresma, A.R. (1978) Capacidade de Carga de Estacas a partir de valores de SPT, VI COBRAMSEG, ABMS, Rio de Janeiro, RJ. Vol. 1, p. 45-53.
- Federal Highway Administration – FHWA (2007) Design and construction of continuous flight auger piles. Washington, DC, USA.
- Massad, F. e Fonseca, A.V. (2012) Método da rigidez de Décourt aplicado a estaca submetida a vários ciclos de carregamento, SEFE VII, ABEF, São Paulo, SP, CD-ROM.
- Polido, U.F. e Castello R.R. (1985) Geotechnical parameter of lateritic soil of barreiras formation in Espírito Santo, TropicalS'85, ABMS, Brasília, DF, Vol. 1, p. 403-415.
- Polido, U.F. (2013) Experiência com Estaca Hélice Contínua na Região Sudeste – Algumas Questões Práticas, Conferência em Tecnologia de Fundações (CTF), Campinas, SP, 1, CD-ROM.
- Van der Veen, C. (1953) The Bearing Capacity of a Pile, III International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Zurich, CHE, Vol. 2, p. 84-90.

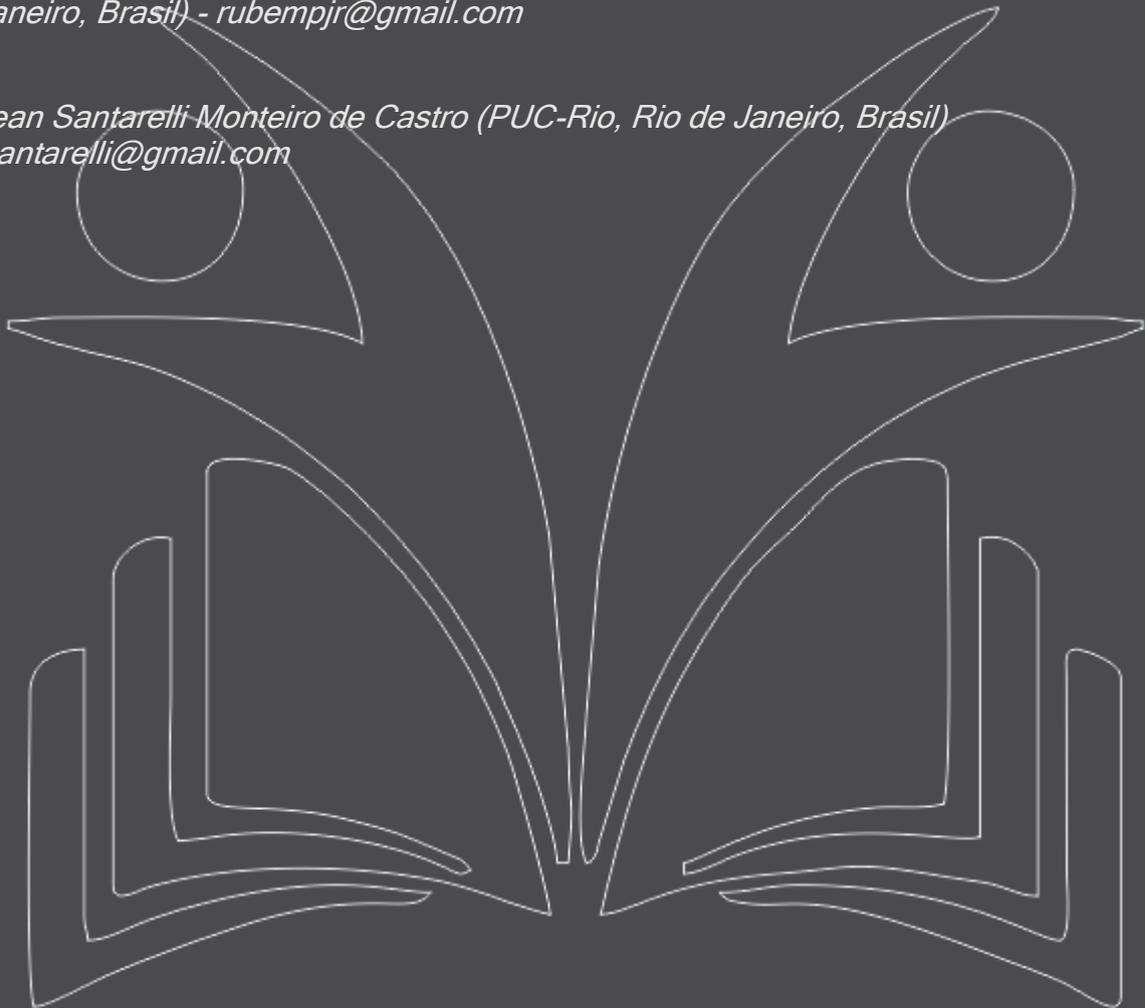
Capítulo 9

RELAÇÃO ENTRE ALTERAÇÃO HIDROTERMAL E A ESTABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS. ESTUDO DE CASO EM TÚNEL NA CIDADE DO RIO DE JANEIRO.

[DOI: 10.37423/200500877](https://doi.org/10.37423/200500877)

Rubem Porto Junior (Departamento de Petrologia e Geotectônica UFRRJ, Rio de Janeiro, Brasil) - rubempjr@gmail.com

*Jean Santarelli Monteiro de Castro (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil)
jsantarelli@gmail.com*



RESUMO: Com base nos frequentes relatos de instabilidades locais em túneis na cidade do Rio de Janeiro, quase sempre associados à presença de minerais formados por alteração hidrotermal, foram investigados os aspectos petrográficos e de resistência das rochas que integram o maciço rochoso escavado para a construção de um túnel no bairro de Jacarepaguá. O intuito foi determinar a eventual redução da resistência do maciço rochoso em função da presença dos minerais produzidos por processos de hidrotermalização. A análise petrográfica das rochas em conjunto com resultados de difração de Raios-X das frações finas, revelaram que estas rochas, muitas vezes classificadas à vista desarmada como rochas sãs, quando mostram produtos derivados da alteração hidrotermal, exibem nos ensaios de carga puntiforme (“point load”), valores baixos de resistência mecânica. Caracteriza-se assim uma correlação entre intensidade da alteração hidrotermal e a redução da resistência mecânica das rochas. Reafirma-se também a necessidade de se considerar este fator nos projetos de construção e manutenção dos túneis na cidade do Rio de Janeiro e demais locais com geologia similar.

PALAVRAS-CHAVE: Hidrotermalismo, Resistência de Maciços Rochosos, Estabilidade de Túneis.

1 - INTRODUÇÃO

A alteração hidrotermal é definida como sendo a substituição química dos minerais primários da rocha por um conjunto de novos minerais, mais estáveis sob as condições hidrotermais que dependem da temperatura, pressão e, principalmente, composição do fluido que circula pela rocha em zonas variáveis da crosta terrestre (Rose & Burt, 1979; Reed, 1997).

A importância do conhecimento relativo à alteração hidrotermal é reconhecida na mineração, em função da sua participação na gênese de importantes depósitos minerais, mas na Mecânica das Rochas ela ainda carece de maior atenção. Problemas de instabilidades locais em túneis no Rio de Janeiro, associados à presença de minerais formados por alteração hidrotermal, e à consequente redução da resistência mecânica das rochas que integram os maciços rochosos escavados, já foram relatados por Carvalho, 1998; Geo-Rio, 2001; Amaral et al 2002; e Silva, 2011.

Estes trabalhos discutem ainda o controle estrutural que subordina a presença dessas alterações hidrotermais. Dois importantes aspectos relacionados à correta caracterização nos maciços rochosos devem aqui ser entendidos: (1) a aparente sanidade das rochas afetadas pela alteração hidrotermal, mesmo quando eventualmente é intensa; (2) a influência do hidrotermalismo como indutor de uma elevada alterabilidade das rochas. Por esse raciocínio, a evolução do intemperismo nas cotas de escavação dos túneis, após a abertura dos túneis ou cavidades, se dá de maneira rápida, exatamente em função da maior instabilidade dos minerais hidrotermalizados, que em geral, são de menor dureza, de hábito planar, e que podem estar concentrados ao longo dos planos estruturais preferenciais, que se mostram como planos de fraqueza mecânica e facilitadores da percolação d'água nestes maciços rochosos. Esse conjunto de fatores, facilitaria a individualização e queda de fragmentos rochosos e o surgimento de fissuras e deformações no revestimento dos túneis aumentando de forma significativa a vida útil de eventuais revestimentos.

2 - CONCEITOS BÁSICOS DA ALTERAÇÃO HIDROTERMAL

A alteração hidrotermal de uma rocha (ou de um mineral) é fruto das transformações químicas, mineralógicas e texturais resultantes da interação de fluidos tipicamente dominados por soluções aquosas de temperaturas elevadas que interagem com a rocha. As associadas a este processo modificador situam-se no intervalo de $< 100^{\circ}\text{C}$ a $> 500^{\circ}\text{C}$. Essas soluções, sob determinadas condições físico-químicas, interagem com as rochas, modificando sua mineralogia primária ou percola e

preenche de maneira mais ou menos homogênea, estruturas (fissuras, planos estruturais) pré-existent no maciço rochoso. (Pirajno, 1992).

Outro processo também relatado é o denominado de metamorfismo hidrotermal. Este tipo é causado pela percolação de fluidos ou de soluções aquosas e gasosas, aquecidas que se movimentam em estágios metamórficos por entre fraturas e/ou foliações pré-existent na rocha e que acabam por causar mudanças nas fases minerais presentes. Atividades no campo do hidrotermalismo, associadas a padrões estruturais (zonas de cisalhamento, por exemplo) são bastante frequentes. Os fluidos hidrotermais percolam e agem nas rochas através de sua movimentação por planos pré-existent, como brechas, fraturas primárias ou secundárias, foliações, sendo esta ação dependente da conexão entre estes planos que é definidora da permeabilidade do maciço. A intensidade da alteração hidrotermal que afeta uma rocha pode ser definida como fraca, moderada ou forte (intensa) e são relacionadas com o estado de substituição das fases da rocha e do estado de destruição das texturas primárias. Alguns processos de formação de minerais secundários recebem nomes específicos tais como carbonatização, cloritização, caulinitização, serpentinitização e etc. Na tabela 1 constam algumas reações secundárias de alteração de minerais magmáticos primários.

Tabela 1 - Principais reações envolvendo minerais primários e seus prováveis produtos na alteração hidrotermal.

Minerais Primários	Produto da alteração hidrotermal
Olivina	Serpentina + Óxidos de Ferro (magnetita)
Augita e Diopsídio	Clorita + Serpentina + Talco + Óxidos de Ferro
Hornblenda	Clorita + Carbonato
K-feldspato	Sericita + Caulinita + Muscovita
Plagioclásio	Epidoto + Calcita + Sericita + Caulinita
Biotita	Muscovita + Clorita

Em muitos casos a alteração confere à rocha um aspecto lixiviado, desbotado e pode, frequentemente, levar o obscurecimento quase total da mineralogia e textura primária (Wernick, 2004). Segundo Grim (1968), se a alteração hidrotermal for intensa, então todos os minerais originais devem ser, em algum nível, afetados, e se há um considerável transporte dos elementos, os produtos de alteração poderão tender a ser indiferentes dos da rocha mãe, exceto em rochas carbonáticas e quartíferas.

Se a alteração hidrotermal é de baixa intensidade, o caráter dos minerais primários determina os produtos de alteração. Nestes caso, minerais eventualmente ricos em magnésio como hornblenda e biotita tendem a mudar para clorita. Em processo de baixa intensidade, e em presença de elementos alcalinos e alcalinos terrosos, exceto o potássio das micas, os minerais ferromagnesianos e o feldspato potássico e o plagioclásio vão provavelmente formar esmectita. A presença do potássio nos feldspatos e/ou nas micas primárias (biotita) favorece o desenvolvimento de micas secundárias. (Tabela 2).

3 - MATERIAIS E METODOLOGIA

Os materiais investigados integram a parte ocidental do maciço rochoso escavado para a construção do túnel na região de Jacarepaguá, localizada na zona oeste do Rio de Janeiro. Coletaram-se, junto ao bota fora do túnel em execução, quatorze amostras de rocha são de oito litotipos diferentes: traquito, basalto, granito, diorito, anfíbolito, granodiorito gnaisse, biotita-granada gnaisse e biotita gnaisse. O critério de amostragem foi, embora difícil, a identificação a olho nu de feições associadas ao hidrotermalismo, como por exemplo, a coloração esverdeada e o aspecto sedoso das faces da rocha.

Tabela 2 - Formação de minerais secundários por alteração hidrotermal (Misas, 2010).

Minerais Primários	Produto da alteração hidrotermal
Formação de feldspato potássico secundário	Plagioclásio + K^+ > feldspato potássico + (Na^+ , Ca^{+2})
Formação de biotita secundária	Hornblenda + (H^+ , Mg^{2+} , K^+) > biotita + (Na^+ , Ca^{+2})
Sericitização de feldspato potássico	$3KAl_3Si_3O_8 + 2 H^+ > KAl_3Si_3O_{10}(OH)_6 + 6 SiO_2 + 2K^+$
Caulinização da sericita	$4KAl_3Si_3O_{10}(OH)_2 + 6H_2O + 4H^+ > 3Al_4Si_4O_{10}(OH)_8 + 6K^+$
Alunitização da sericita	$KAl_3Si_3O_{10}(OH)_2 + 4H^+ + 2(SO_4)^{2-} > 2KAl_3(SO_4)_2(OH)_6 + 6SiO_2^+$
Alunitização da caulinita	$3Al_2Si_2O_5(OH)_4 + 6H^+ + 2 K^+ + (SO_4)^{-2} > 2KAl_3(SO_4)_2(OH)_6 + 6SiO_2^+ + 3H_2O$
Cloritização da biotita	Biotita + H^+ > clorita + quartzo + K^+
Epidotização e albitização de plagioclásio	Plagioclásio + quartzo + $H_2O Na^+$ > epidoto + albita + H^+

Para este estudo, catorze amostras foram submetidas à análise petrográfica, difração de raios-x e a ensaios de resistência a compressão puntiforme (“point load test”). Na análise petrográfica, as rochas foram observadas em lupa 10/20x e em microscópio óptico de luz polarizada, no Laboratório de Geotecnia da PUC-RJ. O equipamento conta com câmera acoplada para geração direta de imagens (figura 1). Para caracterização e classificação de cada amostra, foram obtidas a identificação e descrição das fases minerais presentes, a granulção e textura, a forma e relação dos contatos entre os grãos, e a identificação dos vários tipos mineralógicos frutos da alteração hidrotermal.



Figura 1 Microscópio Petrográfico - Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio.

Nas análises de difratometria de raios-X (DRX), realizadas no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM) e no laboratório da PUCRio, através do método do pó, identificaram-se basicamente os minerais argilosos frutos de alterações hidrotermais não identificáveis ao microscópio petrográfico. O resultado está apresentado na tabela 3. A sequência de procedimentos para a interpretação dos resultados de DRX envolveu: (i) Destorroamento das amostras no almofariz de ágata, para evitar contaminação; (ii) Passagem na peneira ABNT nº 200 (abertura de 0,074 mm); (iii) Aquecimento na mufla por 3,5 horas a 350° e a 550°C; (iv) Adição de etilenoglicol, no caso de dúvida na identificação, como foi o caso das amostras 03, 04, 07, 10, 11, 24 e 25.

Tabela 3 – Procedimento para identificação de argilominerais por difratometria de raio X (modificada de Frazão, 2012).

Grupo	Tratamento			
	Natural*	Etilenoglicol*	Aquec.350°/3,5h*	Aquec.550°/3,5h*
Caulinita	~7 Å	~7 Å	~7 Å	amorfização
Ilita	~10 Å	~10 Å	~10 Å	~10 Å
Clorita	~14 Å	~14 Å	~14 Å	~14 Å
Vermiculita	~14 Å	~14 Å	~10 Å	~10 Å
Esmectita	~14 Å	~17 Å	~10 Å	~10 Å

O ensaio de resistência à compressão puntiforme (“point load test”) foi realizado no laboratório de Geotecnia e Meio ambiente da PUC-Rio e obedece à norma técnica americana da ASTM D5731-95. Neste ensaio, a rocha é carregada pontualmente através de dois cones metálicos. A ruptura é provocada pelo desenvolvimento de fraturas de tração paralelas ao eixo de carregamento. Com base na tabela 4 e nas análises petrográficas, procurou-se verificar a existência de uma relação entre a resistência da rocha com seus diferentes graus de alteração.

Tabela 4 – Classificação proposta pela ISRM em função do grau de qualidade da rocha (ISRM, 1978).



4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dois dos oito litotipos observados nos trabalhos de campo foram escolhidos para ilustrar as características das rochas que funcionam como encaixantes (granada biotita gnaiss) e intrusivas sob forma de diques: diabásio. As rochas encaixantes (biotita granada gnaiss, biotita gnaiss, granodiorito gnaiss; anfíbolito; e metadiorito) são intrudidas por granitos e por rochas ocorrentes sob forma de

diques: diabásios e traquitos. Os resultados relativos aos dois litotipos escolhidos para o teste estão apresentados na tabela 5. (para demais dados, ver Castro, 2016).

Com base nos resultados, observa-se nas encaixantes que:

- 1) a rocha metamórfica de alto grau, com raras alterações hidrotermais, é extremamente resistente;
- 2) a mesma rocha, com alterações hidrotermais de baixa ou moderada intensidade, tem resistência média;
- 3) a mesma rocha, com alterações hidrotermais de alta intensidade, confirmadas pela identificação de picos de argilominerais como a montmorilonita ou a vermiculita, tem comportamento de rocha branda.

Observa-se na rocha intrudida sob forma de dique que:

- 1) A rocha básica (diabásio), pouco afetada por alterações hidrotermais, mesmo tendo alguma presença de minerais hidrotermais reconhecidos na difratogrametria, é muito resistente; e
- 2) A mesma rocha, com alterações hidrotermais de baixa ou moderada intensidade, tem comportamento de rocha branda.

Tabela 6 - Litotipos coletadas no campo, mineralogia secundária e resistência à compressão.

Rocha	Alteração Hidrotermal		RCU MPa
	<i>Análise petrográfica</i>	<i>Raios-X</i>	
Basalto	Fraca a moderada muscovitização do plagioclásio; moderada epidotização do plagioclásio; fraca a moderada carbonatização do plagioclásio; fraca a moderada serpentinização do piroxênio.	Clorita, Caulinita	17
	Raras sericitização e sausuritização e, ainda mais rara, epidotização do plagioclásio; rara uralitização do piroxênio (hornblenda)	Caulinita, Clorita, Ilita, muscovita	121
Granada Biotita Gnaiss	Muscovitização moderada do plagioclásio e intensa da biotita; intensa sericitização do plagioclásio; moderada epidotização do plagioclásio; moderada a intensa carbonatização do plagioclásio e da microclina; fraca a moderada cloritização da biotita.	Vermiculita ou Montmorilonita, Caulinita	10
	Fraca muscovitização do plagioclásio e moderada da biotita; fraca a moderada epidotização do plagioclásio; moderada sericitização do plagioclásio; fraca carbonatização do plagioclásio e da microclina.	-----	69
	Raras substituições da biotita por muscovita, por microclina e alguns plagioclásio preenchidos por carbonatos	Muscovita	229

Os resultados indicam que, apesar da limitação da amostragem, ditada pela dificuldade de acesso ao interior do túnel para coleta de material durante sua escavação, e a consequente ausência da definição do controle estrutural das feições de hidrotermalismo identificadas, existe uma correlação direta entre alteração hidrotermal e redução da resistência mecânica das rochas estudadas. As figuras 2, 3 e 4 ilustram o processo de alteração hidrotermal nas amostras de basalto e granada biotita gnaiss. As imagens foram obtidas no microscópio petrográfico com luz polarizada.

A análise petrográfica indica que a principal característica das amostras analisadas é a presença de minerais secundários (carbonato, muscovita, sericita, epidoto, clorita e argilominerais) formados por alteração hidrotermal e/ou retrometamorfismo, além da deformação dinâmica, controlada por estruturas tectônicas, e por processos metamórficos e magmáticos.

A biotita aponta para alterações que atingem diferentes estágios de transformação: 1) grão levemente alterado; e 2) grão com formação de “birds eyes” (entrada de água) dando início ao processo de transformação para clorita/sericita. Tais processos estão associados a hidrotermalismo progressivo (figura 2).

A figura 3 mostra um fenocristal de plagioclásio intensamente saussuritizado, e com isso perdendo as suas propriedades óticas, sendo substituído por uma mistura de epidoto, sericita e calcita. O grão mostra-se cortado por microfissura, sendo esta preenchida por material amorfo, indicando a intensidade do processo de transformação.

A figura 4 indica um forte processo de hidrotermalização que atinge o plagioclásio (sausuritização), gerando epidoto, sericita e muscovita. A presença de grãos de biotita imbricados e fraturados evidencia o controle estrutural imposto pela foliação.

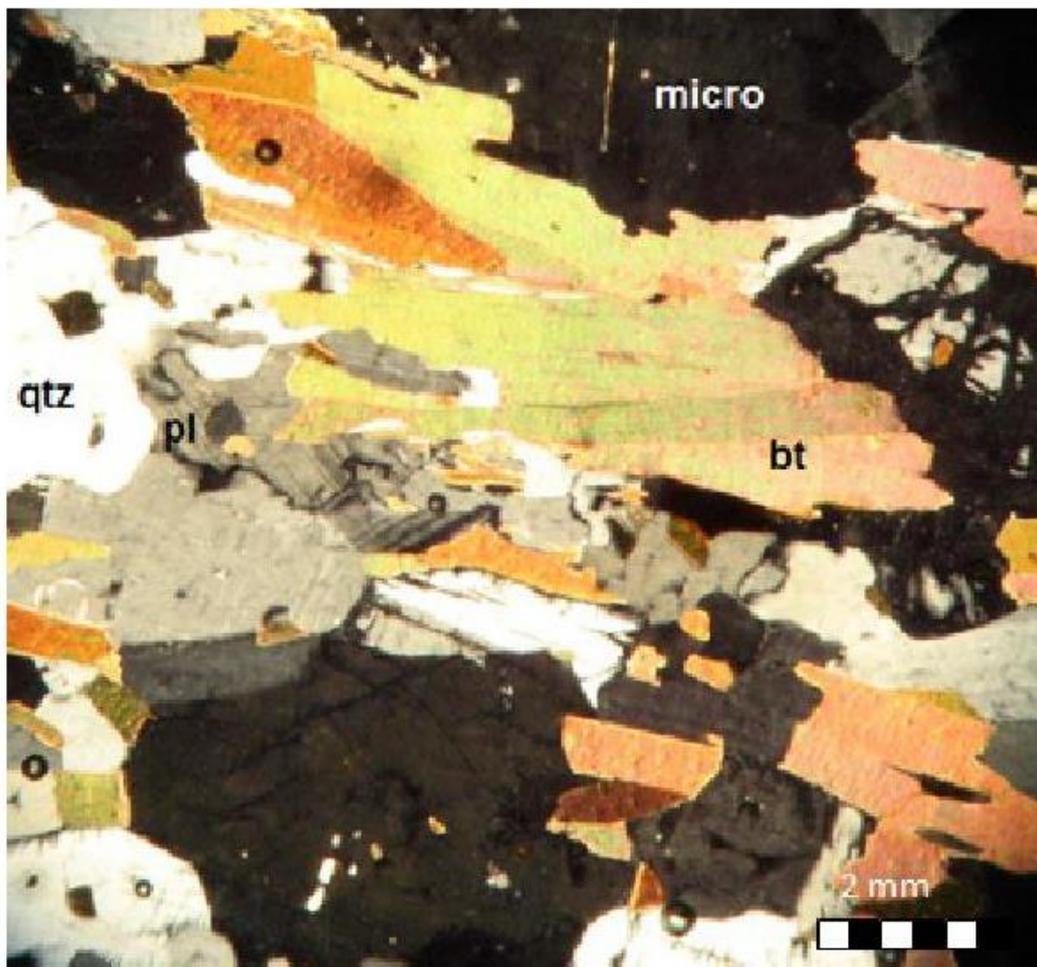


Figura 2 – Fotomicrografia da amostra do granada biotita gnaisse, mostrando grãos de biotita levemente alterados para clorita, luz polarizada; Legenda: pl: plagioclásio; bt: biotita; micro: microclina; qtz: quartzo.

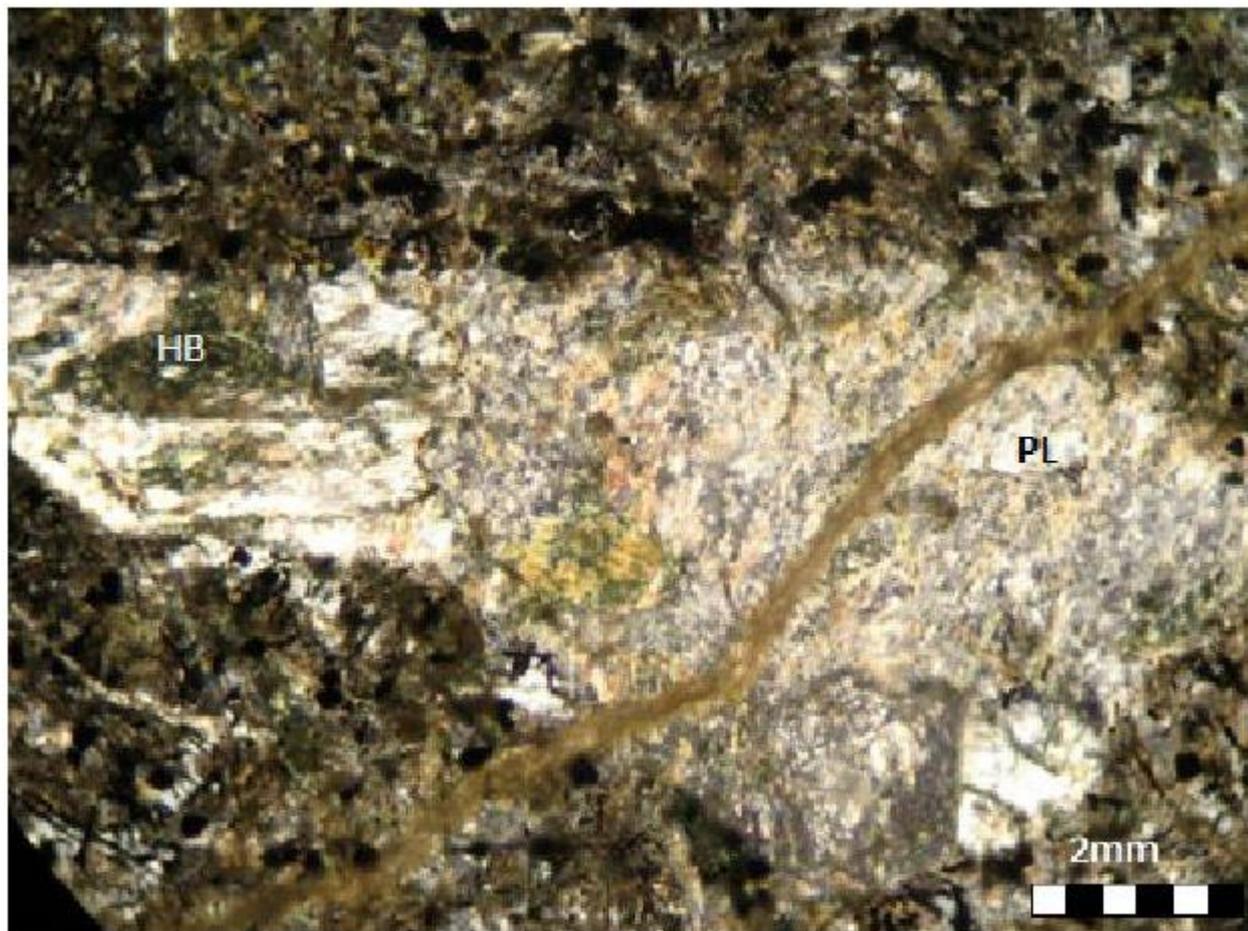


Figura 3 – Fotomicrografia da amostra de basalto. Fenocristal de plagioclásio intensamente saussuritizado, sendo substituído por epidoto, sericita e calcita, cortado por microfissura preenchida por material amorfo, luz polarizada. Legenda: pl: plagioclásio; HB: hornblenda.

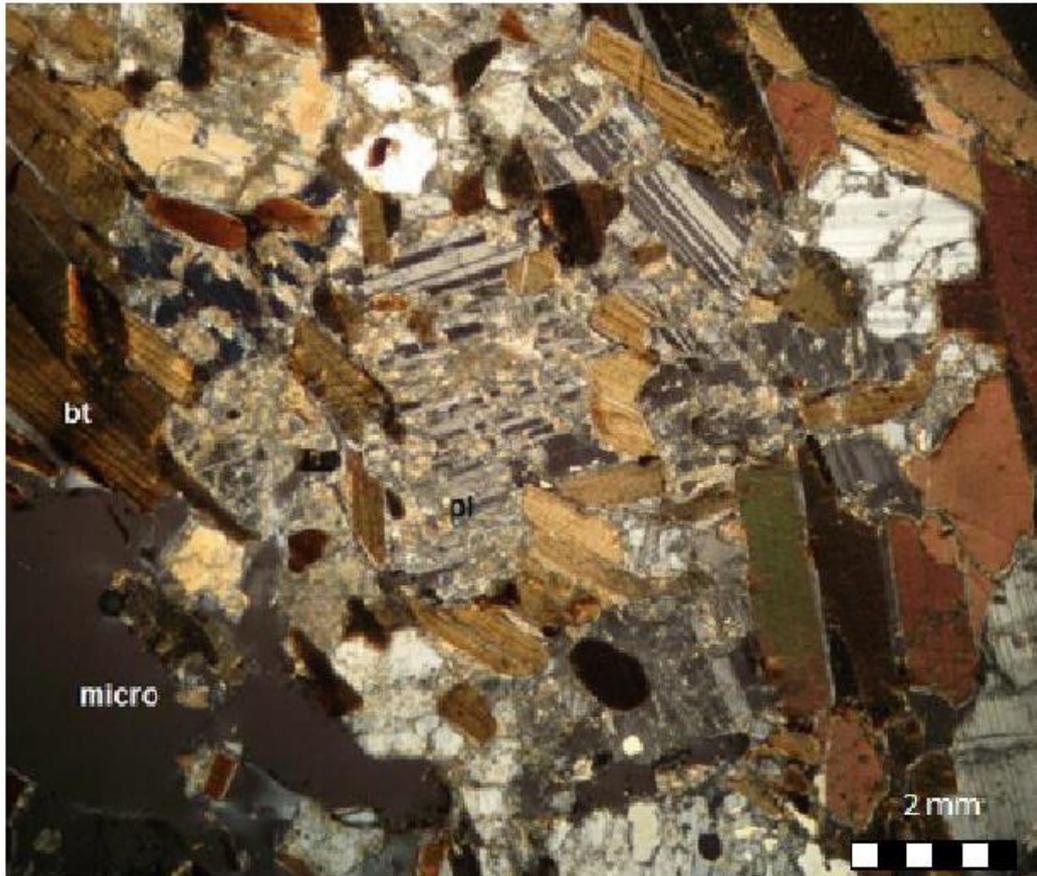


Figura 4 – Fotomicrografia da amostra 25. Plagioclásio sofrendo intenso processo de saussuritização gerando calcita, epidoto e sericita, grãos de biotita imbricados e fraturados evidenciando um intenso controle imposto pela foliação, luz polarizada. Legenda: pl: plagioclásio; bt: biotita; micro: microclina.

5. CONCLUSÃO

A alteração hidrotermal influencia tanto no conteúdo mineralógico quanto na resistência dos maciços rochosos. Isso sugere a necessidade de um acompanhamento permanente das áreas onde ocorrem registros de alterações hidrotermais, pois estas possuem alto potencial de alterabilidade, se tornando um desafio para as obras civis.

A análise petrográfica indicou para os variados litotipos estudados, diversos graus de alteração, desencadeado por processos hidrotermais, apresentando mudanças na textura, composição mineralógica e estrutura. A identificação desses fatores auxilia o entendimento dos processos evolutivos ocorridos.

Como apresentado nos resultados, a alteração da composição mineralógica tem grande influência na queda de resistência do maciço rochoso. No caso estudado, as amostras de diorito, biotita-granada gnaiss, anfibólio e biotita gnaiss, além dos diques de diabásio, foram aquelas que se mostraram mais

susceptíveis a processos de alteração hidrotermal, sugerindo-se que devam ser monitoradas de forma permanente para efeito de manutenção das condições operacionais do túnel.

AGRADECIMENTOS

À PUC-Rio pela cessão dos laboratórios. Ao CETEM pela permissão de uso e realização das análises de DRX. À CAPES pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, C. P. (2002). Investigações geológicas e intervenções recentes para redução do risco de acidentes associados a quedas de lascas no Túnel do Joá, Rio de Janeiro. In: 10o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2002, Ouro Preto. CD-ROM. 10o CBGE. Ouro Preto: ABGE-MG.

ASTM - Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock. Designation: D 5731- 95. Annual Book of ASTM Standard, 4: 494-500. 1995.

CARVALHO, N. S. (1998). Os condicionantes geológico-geotécnicos na ocupação do espaço subterrâneo no município do Rio de Janeiro. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Instituto de Geociências, Rio de Janeiro, Brasil. 116 p.

CASTRO, J. S. M. (2016). A influência da alteração hidrotermal na estabilidade de maciços rochosos. Dissertação de Mestrado, DEC, PUC-Rio. 88p.

FRAZÃO, E. B., (2012). Alteração de rochas como critério de seleção de agregados 2ª edição. São Paulo. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental. 2012. 123p.

GEO-RIO (2001). Levantamento dos acidentes do Túnel do Joá. Relatório final.

GRIM, R. E. (1968). Clay Mineralogy. New York, McGraw Hill Book Company, 2ª edição.

ISRM (1978) – Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 319-368.

MISAS, C. M. E. 2010. Evolução magmática, alteração hidrotermal e gênese da mineralização de ouro e cobre do Palito, Província Aurífera do Tapajós (PA). Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Instituto de Geociências, São Paulo, Brasil. 179 p.

PIRAJNO, F. (1992). Hydrothermal Mineral Deposits, Principles and Fundamental Concepts For the Exploration Geologist. Spring-Verlag, New York. 709p.

REED, M. H. (1997). Hydrothermal alteration and its relationship to ore fluid composition. In: BARNES, H. L., ed. Geochemistry of hydrothermal ore deposits. 3 ed. New York: J. Wiley, 1997. P. 303-365.

ROSE, A. W.; BURT, D. M. (1979) Hydrothermal alteration.. In: BARNES, H. L., ed. Geochemistry of hydrothermal ore deposits. 2 ed. New York: J, Wiley, 1979. P 173-235.

SILVA, A. U. (2011). Caracterização e análise de resistência para as rochas dos emboques do túnel da Grota Funda – Rio de Janeiro, RJ. Monografia – Departamento de Geociências da UFRRJ, Rio de Janeiro, RJ, p. 55.

WERNICK, E. (2004). Rochas magmáticas: conceitos fundamentais e classificação modal, química, termodinâmica e tectônica. Ed. Unesp. São Paulo.

Capítulo 10

DETERMINATION OF CONSOLIDATION PROPERTIES IN THE TAILING DAM FORMATION

[DOI: 10.37423/200500878](https://doi.org/10.37423/200500878)

Alan B. Lolaev (Vladikavkaz Scientific Center of Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russia; North Ossetian State University named by Kosta Levanovich Khetagurov, Vladikavkaz, Russia).

abl-2010@mail.ru

Alexander S. Badoev (Vladikavkaz Scientific Center of Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russia; R&D Ltd. "Geoengineering", Vladikavkaz, Russia).

asbadoev@gmail.com

Aleksan Kh. Oganessian (Vladikavkaz Scientific Center of Russian Academy of Sciences, Vladikavkaz, Russia; North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia).

alexoganesyan1984@mail.ru

Emil Kh. Oganessian (North Caucasian Institute of Mining and Metallurgy (State Technological University), Vladikavkaz, Russia; R&D Ltd. "Geoengineering", Vladikavkaz, Russia)

emil_oganesyan@mail.ru

SUMMARY: The object of research of the present work is the tailing dump, located on the territory of Norilsk industrial region (north of Siberia). The new approach based on logistic approach using simplex-method for reception and processing of the geotechnical information is offered. In order to optimize the inwash technology of tailing dam it is necessary to determine the time of tail's consolidation. On the basis of laboratory tests the approach to definition of coefficients of filtrational and secondary consolidation of tails at an alluvium of tailing dam depending on a physical condition, density, water saturation degree, and the mathematical model to calculate the time of their consolidation has been developed. The results obtained from researches can be successfully used as a basis for constructing consolidation models of required layer tails.

KEYWORDS: logistic approach, consolidation, tailing dam, tails, time.

1. INTRODUCTION

In northern regions of Russia - the areas of large mining and metallurgical enterprises dozens of million cubic meters of different deposits have been accumulating for a long time in the tailing dumps

The tailing dams inwashing processes are produced in spring and summer, when the average daily temperature is above -5°C (Lolaev and Butygin, 2005). Based on the operating conditions of alluvial storage in permafrost, it should be noted that the increase in the annual capacity of alluvial layer may not provide its complete consolidation process during short spring-summer period (3-4 months) before freezing in winter, and thus it will reduce the stability of the structure. In order to optimize the inwash technology of tailing dam it is necessary to determine the time of tail's consolidation.

The object of research of the present work is the tailing dump, located on the territory of Norilsk industrial region (north of Siberia).

The tailing dump is the cascade type of dumps with two tailing ponds and with difference in grades of the tops of dams about 20 meters. Planned level of the top of the dam is 90 meters.

The purpose of research is to determine the optimal technological parameters of the tailing dams inwash.

2. CASE HISTORY

The climatic characteristics of Norilsk industrial region are:

- average annual temperature of the air is -9.40C ;
- the maximum temperature of the air is $+32\text{C}$ and the minimum temperature is -56C ;
- the strong winds and snowfalls are observed up to 130 days a year;
- average amount of precipitations is 564.5 mm per year.

The exploitation of the disposal area has begun since 1983. The top of the dam of the pond is about 70 meters. Since 2006 the tailing dump has had the second tailing pond. The second pond is under construction now. The top of the dam of the second pond is about 50 meters. Thus the tailing dump

is the cascade type of dumps with difference in grades of the tops of dams about 20 meters. Planned level of the top of the both dams is 90 meters.

The constructive characteristics of the first pond and dam are:

1. the disposal area - 4.02 sq.kms
2. the tailing dam is carried out as a persistent drainage prism from metallurgical slag:
 - prism width - 8 m
 - prism length - 8500 m
3. the capacity of disposal area - 16.7 mln. m³
4. dam height - 39.3 m;
5. the inclination of a top drain level - 1:50
6. the inclination of a bottom slope - 1:4
7. the maximal depth of pool – 4.7 m
8. the average depth of pool – 2.5 m.

The constructive characteristics of the second pond and dam are:

1. 1.the disposal area - 2.4 sq.kms
2. the tailing dam is carried out as a persistent drainage prism from metallurgical slag:
 - prism width - 8 m
 - prism length - 4313 m
3. the capacity of disposal area - 16.7 mln. m³
4. the settlement term of operation - 20 years
5. dam height – 19-20 m;
6. the inclination of a top drain level - 1:50-1:100

7. the inclination of a bottom slope - 1:4-1:5
8. the maximal depth of pool – 5.2 m
9. the average depth of pool – 2.9 m.

The technology of controlled inwashing of the levee has been used since 1997. It includes the following operations:

- the construction of the retaining prism of metallurgical slag. The metal distributing slurry pipeline is laid on it;
- the construction of the ring slag fill in the beach zone at the specific distance from the axis of the distributing slurry pipeline. It retains the solid particles in the beach zone and simultaneously illuminates the water coming into the pool.

The scheme of the levee inwash is shown in Fig. 1.

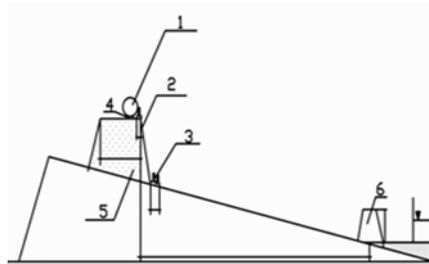


Figure 1. The scheme of the levee inwash

1. distributive slurry pipeline; 2. geotextile anti-filtration screen; 3. load; 4. slag prism; 5. retaining prism of a dam; 6. slurry collecting slag prism

The developed technology of the dam inwash takes into consideration the height of a dam inwashed for one cycle and as a whole for a year, the width of the inwash front, the quantity of the inwashed tails, operations schedule etc. The inwash is made by sections of 900-1200 m in width, after formation of a layer of tails with the capacity of $\approx 0,5$ m, hydraulic fill section is left for "rest" (10-15 days). The given way of an inwash provides an advance growth of a dam. The beach sectoring for the determination of the volume of the inwashed tails and the sequence of the sections inwash of tailing dump are presented in Fig. 2. (Lolaev et al., 2010)

The schedule of the inwash works is made for the whole year. This, in its turn, has allowed to design the duration of the dam operation until achievement of its design elevation.

During the inwash process and the subsequent consolidation the values of physical and mechanical properties of the filled-up grounds are being established.

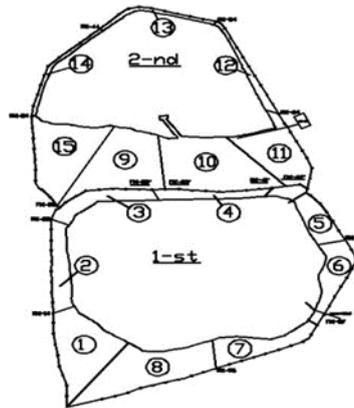


Figure 2. The Beach sectoring

3. METHODOLOGY

3.1. LOGISTIC APPROACH TO THE OPTIMIZATION OF THE INWASH TECHNOLOGY

The increase in expenses at warehousing of waste of the mining industry demands scientific justification of optimization of schemes of their transportation and warehousing.

The concept of logistics is based on rational management of different types of streams: material, service, financial, information:

raw materials → delivery process → transfer → → distribution → sale

In relation to the largest mining enterprises and questions of transportation and warehousing of their waste the schematic logistic diagram of streams can be presented as follows:

mining enterprises → concentrating production → hydrotransport system → distributive slurry pipeline → store of waste

The made breakdown on blocks of the transport scheme of industrial complex rather close similarity to the classical logistic scheme.

Thus, it is established that application of logistic approach expediently for the solution of problems of determination of technological parameters of the inwash technology (Akopov et al., 2013)

For the purpose of determination of technological parameters of construction of the store of waste of the enterprise, for the received scheme statement of a transport task in the form of systems of the equations (1), (2) is carried out:

$$\begin{cases} x_{11} + x_{12} + \dots + x_{15} = a_1; \\ x_{21} + x_{22} + \dots + x_{25} = a_2; \\ x_{31} + x_{32} + \dots + x_{35} = a_3. \end{cases} \quad (1)$$

$$\begin{cases} x_{11} + x_{22} + x_{m1} = b_1; \\ x_{12} + x_{22} + x_{m2} = b_2; \\ \dots \dots \dots \\ x_{15} + x_{25} + x_{35} = b_{15}. \end{cases} \quad (2)$$

Where a_i – "suppliers" of waste; b_i – "consumers" (warehousing sites) of waste.

Considering the requirements of ecological safety meaning warehousing in the store of all volume of developed waste = the transport task is the closed or usual model type.

$$\sum_{i=1}^3 a_i = \sum_{j=1}^{15} b_j \quad (3)$$

Criterion function of a task is presented in a look:

$$T = \sum_{i=1}^n \frac{S_{1i} \cdot h_1}{q} + \sum_{k=1}^n \frac{S_{2k} \cdot h_2}{q} \quad (4)$$

Where, i – quantity of sectors of the first field; k – sectors of the second field; S_{1i} - the area of the i -sector of the 1-st pond of the tailing dump; S_{2k} - the area of the k -sector of the 2-nd pond; h_1 - the height of inwash on the 1-st pond; h_2 – the height of inwash on the 2-nd pond; q - the day volume of waste arriving on warehousing; 180 - the duration of the inwash period in summer time in the days, defined from climatic conditions of the region.

The flowchart was developed for the offered technique and the calculation program of the inwash technological parameters with use of a standard Microsoft Office Excel package was conducted and instructions for its use were provided.

3.2. DEFINITION OF TAILINGS CONSOLIDATION PARAMETERS

In the course of carrying out of researches for optimization of technological parameters of an alluvium tailing dam the authors have faced with the problem of exact definition of time of consolidation of tails - the major factor of optimization of the inwash technology of the tailing dam.

Taking into account the character of the processes causing consolidation of water-saturated soils during the various periods of time, consolidation process conditionally differentiates on two phases; primary or filtrational and secondary, caused by creep of a skeleton of a ground. Time of end of a stage of filtrational consolidation is established on compression curved lines constructed in co-ordinates moving $(s) - \text{time logarithm } (\lg t)$, or experimentally on the moment of full dispersion of a pore pressure. The ratio of filtration and reologic phenomena in the process of consolidation of soils are various depending on density, moisture content, structure of soils and value of loads operating on them (Recommendation...,1989, Tsytovich and Ter-Martirosian, 1981).

For an establishment of the dependence of density of a skeleton of the soil from its moisture content it is necessary to make a series of separate tests on consolidation of soil with consecutive increase in its moisture content (GOST...,2002). The quantity of separate tests should be not less than six, and sufficient for revealing of a peak value of density of a skeleton of a ground. When the increase of moisture content at the subsequent two, three consolidation tests leads to consecutive reduction of values of density of the condensed soil samples the definition of the maximum density of a skeleton of soil is considered finished tests, (GOST...,2002).

Tests were carried on the automated test complex «ASIS» (Fig. 3) which is intended for carrying out of mechanical tests of natural and industrial building materials at various sorts of a stress condition and loading paths. Special software ASIS is applied to management of test process. The Software exercises in the automated mode administration of test process, recording and transfer of results of test to other software packages for the further processing, <http://npp-geotek.ru>.



Figure 3. A test complex "ASIS"

The received test results were processed by the method of Kazagrande, (Recommendation...,1989, GOST...,2010). The definition of parameters of filtrational consolidation on the method of Kazagrande are found at processing of compression curves. The time of the beginning of a filtrational stage of consolidation, the deformations corresponding of 100 % and 50 % of primary consolidation, and also time corresponding of 50 % of primary consolidation, are determined on a laboratory test curved line.

The factor of filtrational consolidation C_v , cm^2/min (cm^2/year), is calculated by the equation:

$$C_v = \frac{T_{50} h^2}{t_{50}} \quad (5)$$

Where T_{50} – the factor (time factor), corresponding to degree of the consolidation 0,5, equal 0,197;

h – the height of the sample (average between initial height and height after compression test), cm.

At a double sided filtration the height equal $h/2$ is accepted;

t_{50} - time corresponding of 50 % to primary compression, minutes

The factor of secondary consolidation C_α is defined on the tangent of the angle between a linear piece of a curved line on a stage of secondary consolidation and a straight line, parallel to the x-axis by the equation:

$$y = f(x) = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_k x_k \quad (7)$$

where $b_0, b_1, b_2, \dots, b_k$ – the factors which are subject to definition, (Baraz, 2005).

The correlation analysis allows to draw a conclusion on interrelation between pairs of the data (x) and (y), and the regression analysis is used for forecasting of one variable (y) on the basis of another (x).

At moisture content in limits from 4 % to 32 % and density in limits from 1 g/cm³ to 1.94 g/cm³ it is possible to predict time for which there will be a consolidation. For calculation of time of consolidation, the equation has been received:

$$t = \frac{F}{C_v} \times \frac{h}{h - s} \quad (8)$$

Where t - time of consolidation, min; F – cross-sectional area of the ring, cm²; C_v – consolidation factor, cm²/min; h - initial height of a layer, cm; h_k - final height of a layer, cm; s - moving, cm.

4. TEST RESULTS AND DISCUSSION

On available samples of tails 15 series of samples of the set moisture content and density for carrying out of the further trials have been generated. At planning out of quantity of experiments the methods of probability theory and the mathematical statistics were used. The least number of parallel experiments N is defined under the formula:

$$N = \frac{S}{P} \times Z_{\alpha}^2 \quad (9)$$

Where Z_α² quantile of the normal distribution, corresponding to value of reliability α and established under the table value of functions of Laplace, (GOST...,2010); S - the distribution standard; P - the accepted accuracy of definition of an average.

At reliability α =0,9 and accuracy P=0,05 minimum necessary quantity of parallel experiments at which the average quadratic error will be within accuracy of an average arithmetic, is equal to three (Pustylnik, 1968). The given conclusion has been taken as a principle definitions of quantity of tests at the set parametres of experiment.

Physical properties of the tested samples are presented in Table 1.

Table 1. Physical properties of samples

Nº exp	Humidity W, %	Density ρ , g/cm ³	Soil particle density ρ_s , g/cm ³	Void ratio e	The degree of saturation S_r	Flow index I_L	Variety in terms of yield
1	4	1,05	2,63	1,60	0,07	< 0	Solid
2	6	1,01	2,63	1,76	0,09	< 0	Solid
3	8	1,09	2,63	1,61	0,13	< 0	Solid
4	10	1,12	2,63	1,58	0,17	< 0	Solid
5	12	1,16	2,63	1,54	0,21	< 0	Solid
6	14	1,18	2,63	1,54	0,24	< 0	Solid
7	16	1,12	2,63	1,72	0,24	< 0	Solid
8	18	1,15	2,63	1,70	0,28	< 0	Solid
9	20	1,34	2,63	1,36	0,39	< 0	Solid
10	22	1,3	2,63	1,47	0,39	< 0	Solid
11	24	1,44	2,63	1,26	0,50	< 0	Solid
12	26	1,51	2,63	1,19	0,57	< 0	Solid
13	28	1,94	2,63	0,74	1,00	0,15	Plastic
14	30	1,87	2,63	0,83	0,95	0,54	Plastic
15	32	1,87	2,63	0,86	0,98	0,92	Plastic

The schedule of dependence of density of a skeleton from moisture content of the tested tails shows that the maximum density of tails is equal to 2 g/cm³ at moisture content of 20 %, at moisture content of 26 % and above the density practically does not change (Fig. 4). The bulk density is in turn equal to 0,89 g/cm³.

Also borders of plastic properties of tails have been defined. Moisture content on liquidity border corresponds to value of 32,4 %, and moisture content on rolling border - 27,2 %.

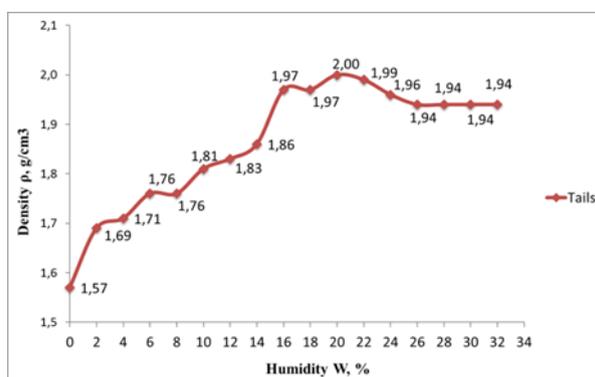


Figure 4. The schedule of dependence of density of a skeleton from humidity of tails.

It is revealed that to each value of moisture content of tails there is a certain range of change of density corresponds. Moisture content indicator on border of liquidity and ranges of change of density of tails became the base for spacing definition (moisture content from 4 % to 32 %) changes of investigated parametres.

The compression curves for the tail samples with specified moisture content and density are shown in Fig.5

From data in Fig.5 we can see that the behaviour of tails at different moisture content and density remains invariable. It testifies that the given factor of consolidation can be applied to definition of consolidation characteristics of tails that considerably will reduce labour input.

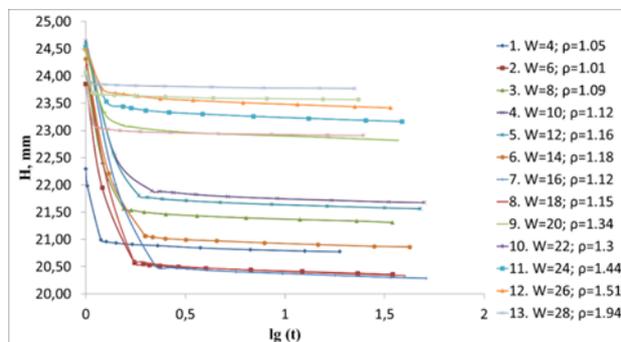


Figure 5. Compression curves for the tail samples with specified moisture content and density

The time, required for consolidation of the layer and also the description of the process of the sample deformation in height h depending on its deformation properties were defined by the equation (8). The results are presented in Table 2.

Table 2. The time of the layer consolidation

N_{exp}	Filtrational consolidation coefficient C_v , cm^2/min	Time, min	The coefficient of secondary consolidation C_{α} , cm^2/min	Time, days
1	6,89	10,38	0,0083	6,01
2	3,90	18,69	0,0117	4,34
3	5,80	12,03	0,0112	4,32
4	2,81	24,41	0,0090	5,27
5	5,36	12,86	0,0102	4,67
6	5,21	13,66	0,0091	5,43
7	5,22	14,02	0,0114	4,48
8	5,17	14,14	0,0125	4,07
9	5,92	10,99	0,0132	3,43
10	5,41	12,63	0,0141	3,37
11	5,52	11,61	0,0124	3,59
12	6,54	9,70	0,0124	3,55
13	17,16	3,64	0,0022	19,87
14	12,32	5,26	0,0045	9,90
15	15,23	4,14	0,0035	12,61

5. CONCLUSIONS

Application of the simplex-method in using of the logistic approach to the optimisation of the inwash technology has showed it effectiveness and allows to:

- achieve the increase in the stability coefficient of the dam and of the construction as a whole during its working life,
- raise the level of the industrial and environmental safety,
- provide the achievement to the design elevation of the levels of the ridges of the first and of the second field dams simultaneously.

That will permit to provide the required capacity for warehousing of the tails for the whole working life without building of new stores

The results of laboratory experiments permit to do some conclusions:

- The received results of consolidation of tails (a Fig. 4) show that their maximum density makes 2 g/sm³ and is reached at moisture content of 20 %.
- Compression curves (Fig. 8) show that the behaviour of tails at different moisture content and density remains invariable. It testifies that the given factor of consolidation can be applied to definition of the consolidation characteristics of tails that considerably will reduce labour input.
- As a result of the F-test the value of $F_{calc.}$ is equal = 46,999 for factor of filtrational consolidation C_v and $F_{calc.} = 26,654$ for factor of secondary consolidation C_{α} . Taking into account that both of these values more than tabular $F_{tabl.} (0,05; 2; 12) = 3,885$, it is possible to confirm that regression models are significant and can be used for a prediction of values of a dependent variable y at all values of independent variables x_1 and x_2 within values of y observed at experiment.
- The formula (8) allows to define the time (Tab.2), required on consolidation of the layer, and also allows to describe process of the sample deformation in height h depending on its deformation properties.

The results obtained from researches can be successfully used as a basis for constructing consolidation models of required layer tails.

REFERENCES

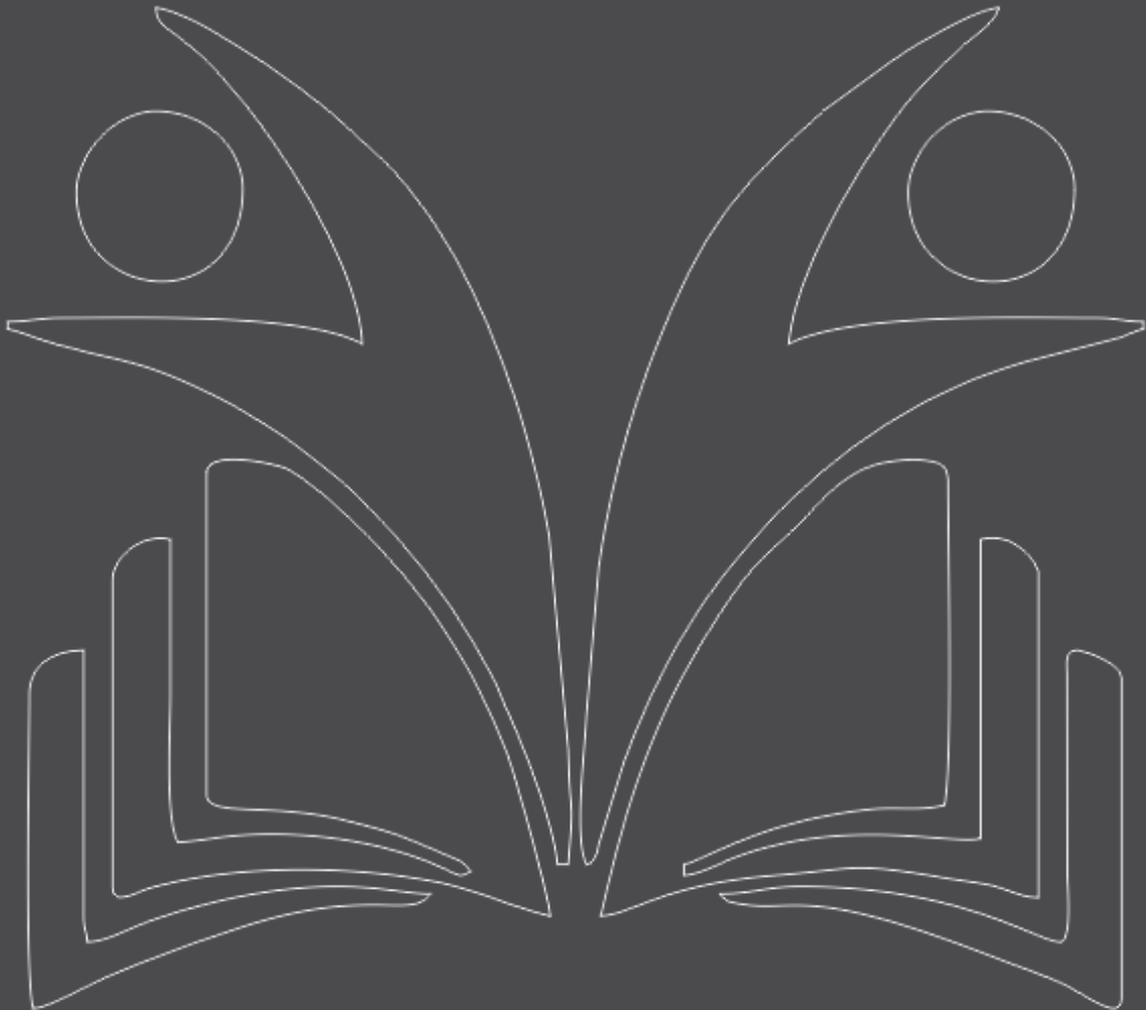
- Akopov, A.P., Badoev, A.S., Tuskaeva, Z.R. (2013). Logistic approach to the optimization of the inwash technology of the cascade tailing dump levee in permafrost region. 2nd International Conference GEOTEC 2013. Hanoi, Vietnam.
- Baraz, V.R. (2005). The correlative-regression analysis of context indicators of commercial activity with the use of Excel., Ural state technical university, Ekaterinburg. (in Russian)
- GOST 22733-2002. (2002). Soils. A method of laboratory definition of the maximum density. Moscow (in Russian).
- GOST 12248-2010. (2010). Soils. Methods of laboratory definition of characteristics of durability and deformability. Moscow. (in Russian).
- GOST 25100-2011. (2010). Soils. Classification. Moscow. (in Russian).
- Lolaev, A.B. and Butygin, V.V. (2005). Geological and ecological problems of industrial hydraulic engineering in cryolite zone.; Nedra, Moscow. (in Russian).
- Lolaev, A.B., Butygin, V.V., Akopov A.P., Oganessian A.Kh. & Sumin M.N.. (2010). Forecasting of the stability of the tailing dam in permafrost region on the basis of numerical methods. Proc. 7th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE 2010, Trondheim, Norway, pp.563-568.
- Pustynnik, E.M. (1968). Statistical methods of the processing observations analysis. Science Moscow. (in Russian).
- Recommendation for definition of parameters of creep and consolidation of soils by laboratory methods. (1989), Stroyizdat, Moscow. (in Russian)
- Tsytovich, N.A. and Ter-Martirosjan, Z.G. (1981). Bases of applied geomechanics in building. Moscow, Higher school. (in Russian).
- <http://npp-geotek.ru/catalog/products/131/>. (in Russian).

Capítulo 11

ESTIMATIVA DE RECALQUE DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL A PARTIR DA TEORIA DA VISCOELASTICIDADE LINEAR

[DOI: 10.37423/200500879](https://doi.org/10.37423/200500879)

Juliane Cristina Gonçalves (Universidade Federal de Juiz de Fora, UFJF, Juiz de Fora, Brasil) juliane.goncalves@ufjf.edu.br



RESUMO: No presente trabalho, estuda-se uma metodologia para análise dos recalques de uma sapata sob carga de compressão centrada aplicando a Teoria da Viscoelasticidade Linear. Apresentam-se, de forma sucinta, uma revisão acerca dos fundamentos da Viscoelasticidade Linear e, posteriormente, o desenvolvimento que conduz à equação que resolve o problema. Utilizando-se modelos reológicos formados pela combinação de molas, amortecedores e blocos de atrito, pode-se representar o comportamento viscoelastoplástico dos materiais. Suas respectivas funções de fluência podem ser adotadas para modelar aproximadamente o comportamento de materiais ou elementos estruturais e de fundações. O modelo reológico adotado nesse estudo é composto de uma mola em série com o modelo de Kelvin (uma mola e um amortecedor em paralelo). O método é ilustrado pela aplicação de um exemplo, qual seja: uma sapata com largura de 1,2 m e um valor de tensão média aplicada de 174,2 kN/m². Observa-se o crescimento dos recalques ao longo do tempo. Os valores estimados são sempre muito pequenos, atingindo o valor de apenas 6,4 mm. Esse valor baixo é esperado por conta da largura da sapata, tensão média aplicada, coeficiente de viscosidade, módulo de elasticidade transversal, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do solo considerados. Após cerca de 300 dias, os recalques tendem a se estabilizar.

PALAVRAS-CHAVE: Estimativa de Recalque, Fundação Superficial, Sapata, Viscoelasticidade Linear.

1 INTRODUÇÃO

Define-se reologia como a ciência que estuda a deformação imediata e o escoamento da matéria. Por deformação, entende-se a mudança de forma e dimensões de um certo volume de matéria, sob a ação de um sistema de forças externas. O termo escoamento está associado à parcela da deformação que é dependente do tempo.

Uma maneira didática de representar o comportamento viscoelástico dos materiais é lançar mão dos modelos reológicos constituídos pela combinação de molas, amortecedores e blocos de atrito. Suas respectivas funções de fluência podem ser usadas para modelar de forma aproximada o comportamento de materiais ou elementos estruturais e de fundações.

Um material é considerado viscoelástico linear se, para um determinado tempo, a tensão é proporcional à deformação e é válido o princípio da superposição de Boltzmann, representado pelas expressões seguintes:

$$\varepsilon[C\sigma(t)] = C\varepsilon[\sigma(t)] \quad (1)$$

$$\varepsilon[\sigma_1(t) + \sigma_2(t-t_1)] = \varepsilon[\sigma_1(t)] + \varepsilon[\sigma_2(t-t_1)] \quad (2)$$

Onde:

σ = tensão aplicada;

ε = deformação resultante;

C = constante.

As funções de fluência exercem, na Viscoelasticidade, o mesmo papel que os parâmetros elásticos exercem na Elasticidade.

Isso significa que elas relacionam tensões às deformações incluindo, nessa situação, a variável tempo. Assim, um problema viscoelástico fica definido se todas as funções de fluência forem conhecidas, além das condições de fronteira. A determinação dessas funções pode ser feita através de ensaios de fluência, expressões empíricas ou, ainda, através de modelagem matemática do fenômeno.

Nesse trabalho, realiza-se a estimativa de recalque de uma sapata sob carga de compressão centrada aplicando a Teoria da Viscoelasticidade Linear. Dessa forma, tem-se um resultado ao longo do tempo.

2 FUNDAMENTOS DA VISCOELASTICIDADE LINEAR

Diversos autores apresentam definições acerca dos fundamentos da Viscoelasticidade Linear [1], [2] e [3]. A seguir, apresenta-se uma breve revisão sobre os fundamentos da Viscoelasticidade Linear [4], [5] e [6].

2.1 CONCEITO DE FLUÊNCIA E RELAXAÇÃO

Fluência é a deformação lenta e contínua que determinados materiais apresentam quando são submetidos a tensão e temperatura constantes. A fluência se subdivide em primária, quando a velocidade de deformação é decrescente, secundária, quando a velocidade de deformação é constante, e terciária, quando a velocidade de deformação é crescente e termina na ruptura. Relaxação é o decréscimo gradual do nível de tensões de um material submetido a uma deformação constante, sob temperatura constante.

2.2 MODELOS VISCOELÁSTICOS

Para melhor compreender os mecanismos macroscópicos que regem o comportamento de um sistema real, costuma-se substituir esse sistema por um modelo mecânico ideal denominado modelo reológico. Os modelos reológicos são compostos por unidades básicas de molas, amortecedores e blocos de atrito, dispostos em série ou em paralelo.

Os modelos elementares são:

- i. Hookeano (constituído por uma única mola, com comportamento linear, e tem resposta independente do tempo);
- ii. Newtoniano (constituído por um único amortecedor, com comportamento linear, e tem a resposta dependente do tempo);
- iii. Rígido-Plástico (constituído por um único bloco de atrito, com comportamento tensão versus deformação proporcional à função degrau, e tem resposta independente do tempo.

Como as relações tensão versus deformação versus tempo de muitos materiais não seguem, em geral, o padrão tensão versus deformação versus tempo dos modelos elementares, torna-se necessária uma combinação desses modelos para representar o comportamento desses materiais. Estes modelos, denominados modelos compostos elementares, são:

- (i) Modelo de Saint-Venant (composto pela combinação em série de uma mola e um bloco de atrito);

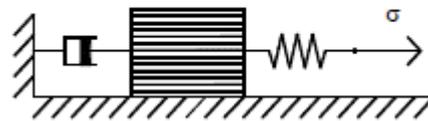
- (ii) Modelo de Kelvin (composto pela combinação em paralelo de uma mola e um amortecedor que produz uma resposta viscoelástica);
- (iii) Modelo de Maxwell (composto pela combinação em série de uma mola e um amortecedor que produz uma resposta viscoelástica).

Para materiais que apresentam um comportamento mais complexo, a combinação de modelos elementares com modelos compostos elementares produz uma nova classe de modelos reológicos, denominados modelos compostos complexos.

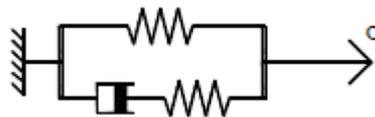
Os casos mais típicos desse grupo são:

- i. o modelo de Bingham (associação em série de um amortecedor, uma mola e um bloco de atrito);
- ii. o modelo Linear Padrão (associação em paralelo de uma mola e o modelo de Maxwell);
- iii. o modelo de Burgers (associação em série dos modelos de Kelvin e Maxwell).

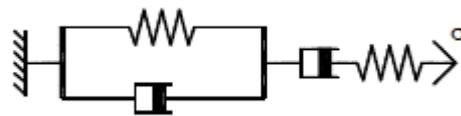
A figura 1 mostra os modelos reológicos compostos complexos.



(a) Modelo de Bingham



(b) Modelo Linear Padrão



(c) Modelo de Burgers

Figura 1. Modelos reológicos compostos complexos.

2.3 REPRESENTAÇÃO MATEMÁTICA DA FLUÊNCIA

As diversas relações tensão versus deformação versus tempo existentes na literatura técnica são basicamente empíricas. A maioria delas foi estabelecida de forma a se ajustar a resultados experimentais obtidos sob tensão e temperatura constantes. Entretanto, o comportamento real dos

materiais tem mostrado que a deformação correspondente a um determinado tempo depende dos estados de tensão aos quais o material foi submetido no passado, e não de seu valor final. Dessa forma, o fenômeno da fluência é afetado por toda a história de tensões.

Baseado neste fato, diversos métodos matemáticos foram sugeridos para representar o comportamento viscoelástico dos materiais, dentre eles a forma diferencial e a forma integral. Neste trabalho, apresenta-se a forma integral. A vantagem do emprego da representação integral em relação à diferencial consiste na flexibilidade de representação das propriedades viscoelásticas do material obtidas diretamente de ensaios. A representação integral pode também ser estendida para descrever o comportamento de materiais que envelhecem e incorporar os efeitos da temperatura. Além disso, para problemas onde a função temporal do carregamento é muito complicada, a equação integral apresenta solução muito mais simples do que a equação diferencial [7].

2.3.1 FUNÇÃO DE FLUÊNCIA

Admite-se que, em um ensaio de fluência, um degrau de tensão constante $\sigma = \sigma_0 H(t)$ (onde H representa a função de Heaviside) é aplicado e a deformação $\varepsilon(t)$ é medida. Para materiais com comportamento linear, as deformações podem ser representadas por:

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t) \quad (3)$$

Ou

$$J(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (4)$$

A função $J(t)$ é denominada função de fluência ou de acoplamento e é uma propriedade dos materiais.

2.3.2 FUNÇÃO DE RELAXAÇÃO

Se, em um ensaio de relaxação realizado em um material de comportamento linear, uma deformação $\varepsilon = \varepsilon_0 H(t)$ é prescrita e a tensão $\sigma(t)$ medida, pode-se escrever:

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 R(t) \quad (5)$$

Ou

$$R(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (6)$$

A função $R(t)$ é denominada de função de relaxação. Assim como $J(t)$, $R(t)$ é também uma propriedade dos materiais.

2.3.3 REPRESENTAÇÃO INTEGRAL DA FLUÊNCIA PARA O ESTADO UNIAXIAL DE TENSÕES

Se um corpo viscoelástico com comportamento linear é submetido a uma função de tensão $\sigma(t)$ contínua e com derivada finita no intervalo de tempo de interesse, representando a história de tensões, a função de deformação correspondente $\varepsilon(t)$ pode ser obtida a partir da expressão:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t-\tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (7)$$

Onde:

τ = variável auxiliar;

$J(t-\tau)$ = função de fluência.

A expressão (7) pode também ser representada alternativamente como:

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)J(0) - \int_0^t \frac{\partial J(t-\tau)}{\partial \tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (8)$$

Admitindo que $J(t-\tau)$ é contínua no intervalo $(0, t)$ e que pode ser derivada em relação a τ .

As expressões (7) e (8) são válidas para o caso em que o início do processo se dá no tempo $t = 0$ e o valor inicial da tensão é nulo, ou seja $\sigma(0) = 0$. Para o caso geral, onde o valor inicial é diferente de zero, valem as expressões:

$$\varepsilon(t) = \sigma(\tau_0)J(t - \tau_0) + \int_{\tau_0}^t J(t - \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (9)$$

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)J(0) - \int_{\tau_0}^t \frac{\partial J(t - \tau)}{\partial \tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (10)$$

2.4 RELAÇÃO ENTRE AS FUNÇÕES DE FLUÊNCIA E RELAXAÇÃO

Conhecida a função de fluência $J(t)$, as expressões (7), (8), (9) ou (10) podem ser usadas para prever a função de tensão $\sigma(t)$ a partir de uma história de deformações prescritas $\varepsilon(t)$. Entretanto, determinar $\sigma(t)$ empregando uma das expressões acima mencionadas envolve a resolução de uma equação integral que, matematicamente, é muito mais complicada que uma integração direta. Dessa maneira, pode-se escrever:

$$\sigma(t) = \varepsilon(\tau_0)R(t - \tau_0) + \int_{\tau_0}^t R(t - \tau) \frac{\partial \varepsilon(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (11)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon(t)R(0) - \int_{\tau_0}^t \frac{\partial R(t - \tau)}{\partial \tau} \varepsilon(\tau) d\tau \quad (12)$$

Para determinar, então, $\sigma(t)$ a partir de uma história de deformações prescritas $\varepsilon(t)$, é necessário que se conheça a função de relaxação $R(t)$, que pode ser obtida a partir de um ensaio de relaxação sob deformação constante.

Uma vez que a fluência e a relaxação de tensões representam dois aspectos do mesmo comportamento viscoelástico dos materiais, as funções de fluência e de relaxação estão, conseqüentemente, relacionadas, ou seja, é possível prever a relaxação se a função de fluência for conhecida e vice-versa. Assim, de acordo com as expressões (9) e (10), para $\sigma(0) = 0$ e, respectivamente, tem-se para $\tau_0 = 0$:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t - \tau) \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (13)$$

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t - \tau) \frac{\partial \varepsilon(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (14)$$

Aplicando a transformação de Laplace nas equações anteriores, eliminando as transformadas das funções de tensão e de deformação e fazendo a transformada inversa, obtém-se:

$$\int_0^t J(t-\tau)R(\tau)d\tau = \int_0^t R(t-\tau)J(\tau)d\tau = t \quad (15)$$

A expressão (15) representa a relação entre as funções de fluência e de relaxação.

2.5 PRINCÍPIO DA CORRESPONDÊNCIA ELASTICIDADE-VISCOELASTICIDADE

Se a solução de um problema elástico é conhecida, a transformada de Laplace da solução de um problema viscoelástico correspondente pode ser obtida se substituirmos as constantes elásticas

E e $\frac{\nu}{E}$ por $\frac{1}{sJ_E}(s)$ e $\frac{1}{sJ_\nu}(s)$ respectivamente. Caso o problema seja descrito em termos de G e K ,

estas constantes deverão ser substituídas por $\frac{1}{sJ_G}(s)$ e $\frac{1}{sJ_K}(s)$. As funções de fluência

$J_E(t)$, $J_\nu(t)$, $J_G(t)$ e $J_K(t)$ podem ser definidas como:

Tração ou compressão simples – deformação axial:

$$\varepsilon_i(t) = \frac{\sigma_i(t)}{E} - \int_0^t \frac{\partial J_E(t-\tau)}{\partial \tau} \sigma_i(\tau) d\tau \quad (16)$$

Tração ou compressão simples – deformação transversal:

$$\varepsilon_j(t) = \varepsilon_k(t) = -\frac{\nu}{E} \sigma_i(t) + \int_0^t \frac{\partial J_\nu(t-\tau)}{\partial \tau} \sigma_i(\tau) d\tau \quad (17)$$

Cisalhamento puro – deformação cisalhante:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_{ij}(t)}{2G} - \int_0^t \frac{1}{2} \frac{\partial J_G(t-\tau)}{\partial \tau} \sigma_{ij}(\tau) d\tau \quad (18)$$

Compressão hidrostática – deformação volumétrica:

$$\varepsilon_{KK}(t) = \frac{\sigma_{KK}(t)}{3K} - \int_0^t \frac{1}{3} \frac{\partial J_K(t-\tau)}{\partial \tau} \sigma_{kk}(\tau) d\tau \quad (19)$$

Naturalmente, a solução do problema viscoelástico fica estabelecida a partir de uma transformação inversa de Laplace.

2.6 TEOREMAS DE CORRESPONDÊNCIA ELASTICIDADE-VISCOELASTICIDADE

O primeiro Teorema de Correspondência consiste em que os esforços internos (tensões ou esforços solicitantes nas seções) oriundos da ação das cargas não são modificados pela fluência. Em qualquer instante t os esforços internos são os que ocorreriam em um corpo com as mesmas características geométricas e vinculação, e solicitados pelas mesmas cargas, mas constituídos de material elástico. As deformações e deslocamentos, ao contrário, crescem ao longo do tempo segundo as leis da fluência. O segundo Teorema de Correspondência consiste em que as deformações e os deslocamentos devidos às deformações impostas não são modificados pela fluência. Os esforços internos e reações hiperestáticas oriundos destas deformações impostas decrescem, no entanto, com o tempo, segundo as leis da relaxação.

3 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Desenvolve-se uma metodologia para a estimativa do recalque de uma sapata sob carga de compressão centrada aplicando a Teoria da Viscoelasticidade Linear (TVL). Para isso, aplica-se o princípio da Correspondência Elasticidade – Viscoelasticidade (PCEV), qual seja: se a solução de um problema elástico é conhecida, a transformada de Laplace da solução de um problema viscoelástico

correspondente pode ser obtida se forem substituídas as constantes elásticas E e $\frac{\nu}{E}$ por

$\frac{1}{s} \hat{J}_E(s)$ e $\frac{1}{s} \hat{J}_\nu(s)$, respectivamente, onde as funções de fluência e suas respectivas transformadas de Laplace são definidas pelas expressões:

$$J_E(t) = \frac{1}{E_0} + C(t); \hat{J}_E(s) = \frac{1}{E_0 s} + \hat{C}(s) \quad (20)$$

$$J_\nu(t) = \frac{\nu_0}{E_0} + \mu(t); \hat{J}_\nu(s) = \frac{\nu_0}{E_0 s} + \hat{\mu}(s) \quad (21)$$

Percebe-se que a solução do problema viscoelástico fica estabelecida a partir de uma transformação inversa de Laplace. Porém, esse Princípio somente é válido se a fronteira entre a superfície na qual o carregamento externo é aplicado e a superfície onde ocorrem os deslocamentos prescritos for constante ao longo do tempo, embora tais carregamentos e deslocamentos possam variar.

A seguir, apresenta-se o desenvolvimento que conduz à equação que resolve o problema.

O modelo reológico adotado nesse estudo é representado pela associação em série do modelo de Hookeano com o modelo Kelvin, conforme ilustra a Figura 2.

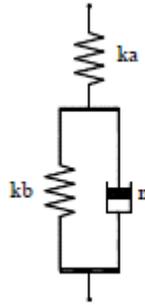


Figura 2. Modelo reológico adotado.

Existem soluções da Teoria da Elasticidade que permitem a estimativa de recalques para um número de casos. Por exemplo, o recalque de uma sapata sob carga de compressão centrada pode ser previsto por:

$$r = qBI \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) \quad (22)$$

Onde:

q = tensão média aplicada;

B = menor dimensão da sapata;

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade do solo;

$I = I_s I_d I_H$;

I_s = fator de forma da sapata e de sua rigidez;

I_d = fator de profundidade/embutimento;

I_H = fator de espessura da camada compressível.

Do PCEV, tem-se: $\frac{1}{E}$ da solução instantânea $\rightarrow \frac{1}{E_0} + s\hat{C}(s)$ na solução viscoelástica linear e $\frac{\nu}{E} \rightarrow \frac{\nu_0}{E_0} + s\hat{\mu}(s)$ respectivamente. Assim,

$$v = \frac{\left[\frac{\nu}{E} \right]}{\left[\frac{1}{E} \right]} \rightarrow \frac{\left[\frac{\nu_0}{E_0} + s\hat{\mu}(s) \right]}{\frac{1}{E_0} + s\hat{C}(s)}$$

Onde o símbolo \rightarrow significa **corresponde a**.

A partir da Viscoelasticidade Linear, tem-se:

$$\omega(t) = 2C(t) + 2\mu(t) \quad (23)$$

$$\hat{\omega}(s) = 2\hat{C}(s) + 2\hat{\mu}(s) \quad (24)$$

Para deformações volumétricas utiliza-se o modelo elástico de Hooke com:

$$J_k(t) = \frac{1}{K_0} \quad (25)$$

Da TVL:

$$J_k(t) = 3[J_E(t) - 2J_v(t)] \quad (26)$$

Desenvolvendo (26) e fazendo a respectiva transformação de Laplace, este resultado e a equação (24) formam o sistema:

$$\hat{C}(s) - 2\hat{\mu}(s) = \hat{\omega}(s) \quad (27)$$

$$2\hat{C}(s) + 2\hat{\mu}(s) = \hat{C}(s) \quad (28)$$

Cujas raízes são:

$$\hat{C}(s) = \frac{\hat{\omega}(s)}{3} \quad (29)$$

$$\hat{\mu}(s) = \frac{\omega(s)}{6} \quad (30)$$

Então:

$$v \rightarrow \frac{6\nu_0 + E_0 s \hat{\omega}(s)}{6 + 2E_0 s \hat{\omega}(s)} \quad (31)$$

A função de fluência referente ao cisalhamento pode ser escrita como:

$$J_G = \frac{1}{G_0} + \omega(t) \quad (32)$$

Onde:

$$\omega(t) = \frac{1}{G} \left(1 - e^{\frac{-Gt}{\eta}} \right) \quad (33)$$

$$\omega(t) = \frac{1}{G} \left(1 - e^{\frac{-Gt}{\eta}} \right) \quad (34)$$

N = coeficiente de viscosidade.

Pode-se, então, escrever que:

$$r = qBI \frac{(1+\nu)2}{2E} (1-\nu) = qBI \frac{(1-\nu)}{2G} \quad (35)$$

$$\hat{r}(s) = \frac{qBI \left(\frac{1}{G_0} + \frac{1}{G+\eta s} \right) \left(1 - \frac{6\nu_0 + \frac{2G_0(1+\nu)}{G+\eta s}}{6 + \frac{4G_0(1+\nu_0)}{G+\eta s}} \right)}{2s} \quad (36)$$

Fazendo a transformação inversa e desenvolvendo, obtém-se:

$$r(t) = qBI \left\{ A + \frac{\left(\frac{C}{3} \right) (D) + (E) e^{\left(\frac{C}{3\eta} \right) t}}{(C)(F) + 20G^3 + 8G^3\nu_0} \right\} \quad (37)$$

Onde:

$$A = \frac{7 - 5\nu_0 + (1+\nu_0)}{G(10 + 4\nu_0)} - \frac{1}{4G} e^{\left(\frac{-Gt}{\eta} \right)}$$

$$C = (-5G - 2G\nu_0);$$

$$D = 20G + 2(C) - 16G\nu_0 - 2\nu_0(C);$$

$$E = 14G^2 - 10G^2\nu_0 + 2G^2(1 + \nu_0);$$

$$F = \frac{64G^2}{3} + \frac{16G^2\nu_0}{3} + 4G(C).$$

Para ilustrar, adotou-se uma sapata com largura de 1,2 m e um valor de tensão média aplicada de 174,2 kN/m².

Vale mencionar que o parâmetro de coeficiente de viscosidade (η) do modelo foi admitido com o valor de 1000 kPa.dia [8].

Empregou-se um valor médio igual a 10615 kN/m² para o módulo de elasticidade transversal (G_0). Esse valor foi adotado a partir de um coeficiente de Poisson (ν_0) igual a 0,4 e um valor médio de módulo de elasticidade do solo (E) admitido com o valor de 27600 kN/m².

A Figura 3 apresenta a evolução do recalque estimado pela TVL com o tempo.

CONCLUSÕES

Enumeram-se as seguintes conclusões:

- i. A metodologia proposta permite a estimativa de recalque ao longo do tempo para uma sapata sob carga de compressão centrada;
- ii. A partir do exemplo de aplicação proposto, observa-se o crescimento do recalque ao longo do tempo. Os valores estimados são sempre muito pequenos, atingindo o valor de apenas 6,4 mm no tempo de 1043 dias. Esse valor baixo é esperado por conta da largura da sapata, tensão média aplicada, coeficiente de viscosidade, módulo de elasticidade transversal, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do solo considerados;
- iii. Após cerca de 300 dias, o recalque tende a se estabilizar.

REFERÊNCIAS

- [1] Bland, D.R. (1960). Theory of Linear Viscoelasticity. Pergamon Press.

- [2] Dozdrov, A.D. (1996). Finite Elasticity and Viscoelasticity: A Course in the Nonlinear Mechanics of Solids. Massachusetts, Word Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.
- [3] Cristensen, R.M. (2003). Theory of Viscoelasticity, 2 ed. N. Y., Dover Publication Inc.
- [4] Flügge, W. (1967). Viscoelasticity. Blaisdell Publishing Company.
- [5] Carneiro, F.L.L.B. (1978). Considerações sobre a Influência da Retração e Fluência do Concreto no Cálculo das Estruturas. Colóquio sobre Retração e Deformação Lenta do Concreto, IBRACON. São Paulo, Brasil, pp. 1- 23.
- [6] Santa Maria, F.C.M. (1997). A Viscoelasticidade Linear Aplicada a Problemas de Adensamento e Interação Solo-Estrutura. Exame de Qualificação ao Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- [7] Findley, W.N., LAI, J.S., ONARAN, K. (1976). Creep and Relaxation of Nonlinear Viscoelastic Materials. North-Holland Publishing Company.
- [8] Vyalov, S.S. (1986). Rheological Fundamentals of Soil Mechanics. 1st Edition, Elsevier Science, 564p.

Capítulo 12

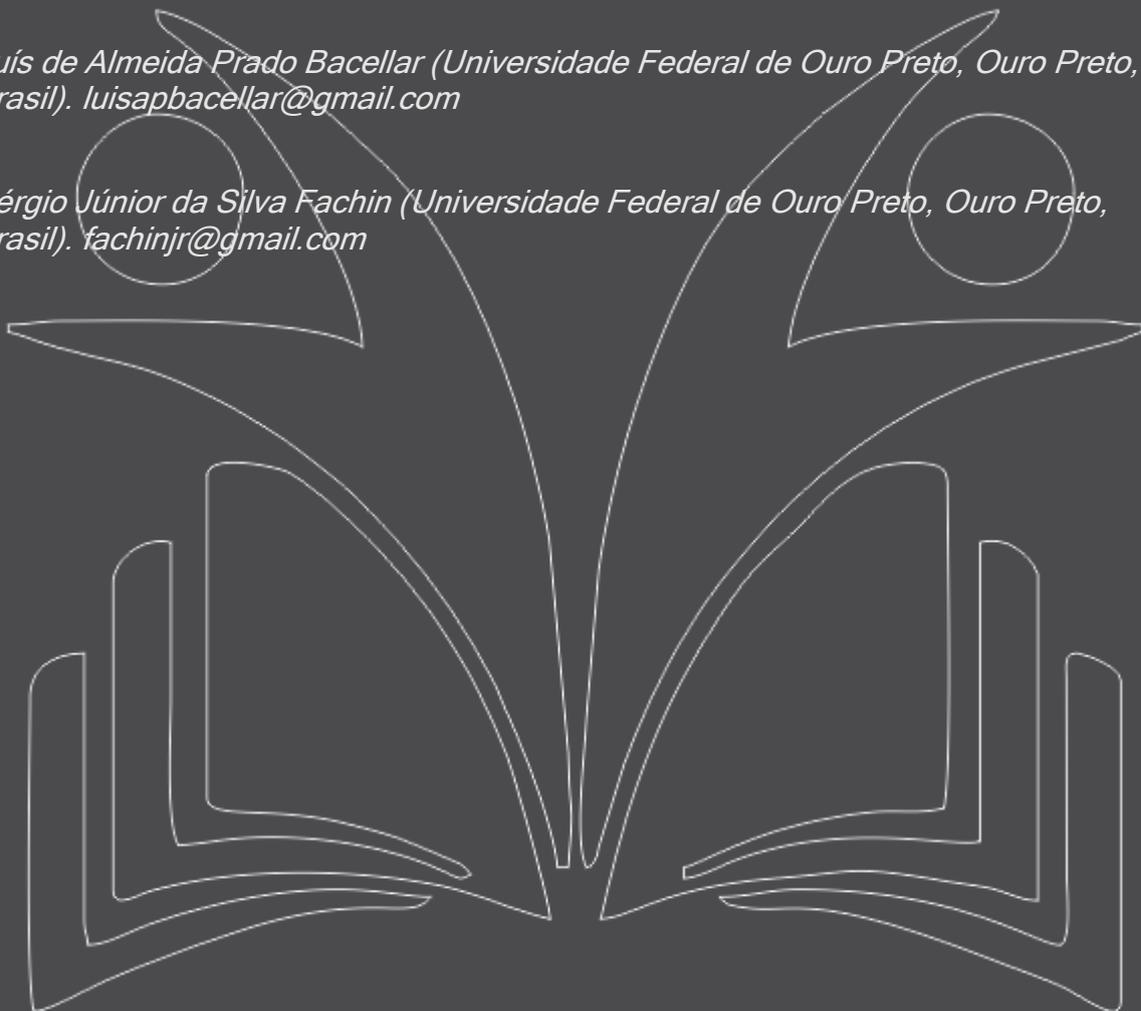
LEVANTAMENTOS GEOELÉTRICOS AZIMUTAIS EM MODELOS REDUZIDOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS FRATURADOS

[DOI: 10.37423/200500881](https://doi.org/10.37423/200500881)

Simone Aparecida Simim Moreira (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). simonesimim@gmail.com

Luís de Almeida Prado Bacellar (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). luisapbacellar@gmail.com

Sérgio Júnior da Silva Fachin (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). fachinjr@gmail.com



RESUMO: Caracterizar maciços rochosos fraturados em subsuperfície é de notável importância na geotecnia, especialmente para evitar percolação de fluidos por descontinuidades, que podem ocasionar problemas de instabilidade geotécnica. Várias metodologias podem ser empregadas para caracterizar descontinuidades em rochas, tais como sondagens convencionais, ensaios de permeabilidade, entre outros. A geofísica vem também sendo empregada para esse fim, principalmente usando o método da eletrorresistividade azimutal. Essa técnica consiste em realizar levantamentos eletrorresistivos em torno de um ponto central, deslocando os arranjos de eletrodos em incrementos angulares pré determinados no sentido horário (azimute). Pode-se usar todos os tipos de arranjos de eletrodos. Nesse trabalho, a técnica foi empregada em um modelo reduzido confeccionado em laboratório, objetivando comparar diferentes tipos de arranjos e assim averiguar o mais efetivo e sensível à anisotropia elétrica. Foram usados os arranjos Wenner, Quadrático e Dipolo-dipolo equatorial, com distintos espaçamentos entre os eletrodos. Com os dados dos levantamentos, pode-se calcular o coeficiente de anisotropia, que afere o quanto um maciço é anisotrópico ou não. Além disso, dados das resistividades aparente médias, máximas e mínimas também foram adquiridos nos ensaios. Por fim, notou-se que o arranjo mais sensível à anisotropia elétrica foi o quadrático.

PALAVRAS-CHAVE: maciços fraturados, eletrorresistividade, levantamento azimutal, modelo reduzido, anisotropia.

1 INTRODUÇÃO

Em geotecnia, é de suma importância caracterizar os maciços rochosos para evitar problemas diversos de instabilidade geotécnica. Pode-se enumerar vários deles, por exemplo, a percolação excessiva de água em um maciço rochoso fraturado. Essa caracterização é importante em obras geotécnicas, como túneis, fundações de barragens, taludes, estudo de aquíferos fraturados, entre outros.

Nesse sentido, conhecer as características das discontinuidades nos maciços rochosos, sejam elas fraturas, diáclases, contatos litológicos, é essencial para aperfeiçoar e aprimorar o uso e ocupação dos mesmos, evitando transtornos muitas vezes irreversíveis.

Obter informações sobre o comportamento de uma rocha em subsuperfície requer medições de variações das suas propriedades físicas, e dentre elas pode-se destacar a anisotropia, que é definida como a característica que um material possui de variar alguma de suas propriedades físicas em função da direção (Taylor e Flemming, 1988).

Assim, pretende-se com esse trabalho, propor novas técnicas de aquisição de dados e interpretações dos parâmetros anisotrópicos a fim de caracterizar maciços rochosos fraturados, usando o método da eletrorresistividade azimutal. O método foi realizado em um modelo reduzido de maciço rochoso feito em placas de mármore, inseridas dentro de um tanque de acrílico, semelhante aos modelos realizados por Wishart et al., (2006) e Watson e Barker (2010).

O objetivo principal desse estudo é caracterizar os maciços rochosos quanto à anisotropia elétrica, além de investigar o arranjo de eletrodos mais adequado e que mostre o melhor resultado para caracterizar a anisotropia elétrica do meio fraturado. Com os resultados pretende-se aferir a anisotropia de um maciço rochoso em termos quantitativos.

Para os levantamentos eletrorresistivos azimutais foram usados os arranjos Werner, Quadrático e Dipolo-dipolo equatorial, posicionados no centro do modelo reduzido.

2 ELETORRESISTIVIDADE APLICADA À MACIÇOS FRATURADOS

2.1 MÉTODO DA ELETORRESISTIVIDADE

Esse método consiste na aplicação de corrente elétrica artificial em um terreno, com auxílio de eletrodos de corrente e medidas de diferença de potencial, utilizando eletrodos de metal. O método

mais simples de eletrorresistividade utiliza quadro eletrodos que podem se dispor em arranjos lineares e não- colineares (Kearey et al., 2009).

Os arranjos lineares mais conhecidos são a configuração Wenner e Schlumberger. A primeira configuração de eletrodos admite quatro eletrodos, onde os de corrente (AB) e os de potencial (MN) são mantidos a uma mesma separação, necessitando que todos sejam movidos juntos em cada levantamento. Já na configuração Schlumberger os eletrodos de potencial (MN) são mantidos fixos em relação a um ponto central, enquanto os de correntes (AB) são movidos de forma crescente em relação o mesmo ponto central (Kearey et al., 2009) (Figura1).

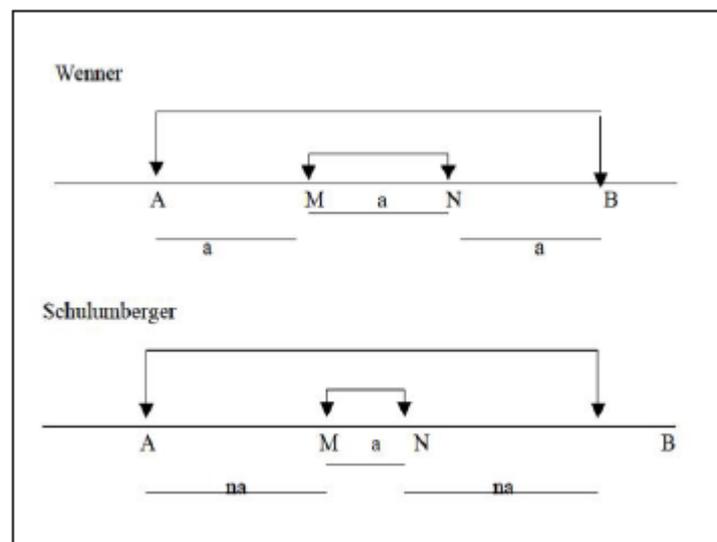


Figura 1: Configuração dos arranjos Wenner e Schlumberger (Barbosa, 2003).

Os arranjos não colineares mais usados são o dipolo-dipolo e quadrático. O primeiro utiliza dois dipolos de recepção (MN) e dois de corrente (AB) separados de uma mesma distancia a . Durante o levantamento o dipolo MN é movido, se distanciando do dipolo AB, que se mantém fixo, de um incremento na (Gandolfo, 2007). Uma variação desse tipo de arranjo é o dipolo-dipolo equatorial, cuja diferença em relação aos outros arranjos dipolos é que os eletrodos de corrente e de potencial estão posicionados paralelamente entre si, separados por uma distância $b=na$ (Loke, 1999) (Figura 2).

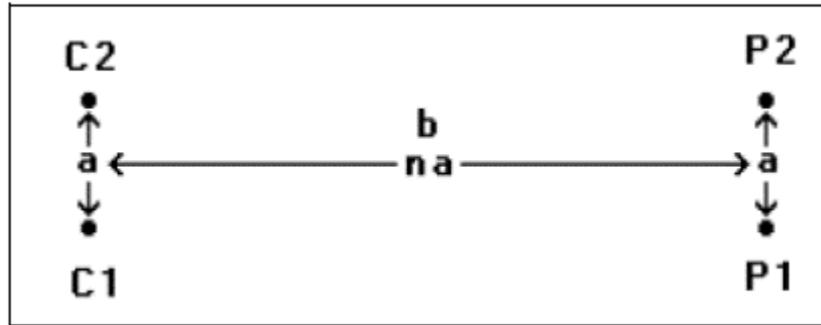


Figura 2: Configuração do arranjo dipolo-dipolo equatorial (Loke, 1999).

A configuração do arranjo quadrático consiste em dispor os quatro eletrodos, em torno de um ponto central e fazer o espaçamento a entre eles ser o lado de um quadrado. São realizados três conjuntos de medidas, totalizando três quadrados (Figura 3). Para cada quadrado são realizadas três medições: duas medições perpendiculares chamadas de alfa (α) e beta (β) e a terceira, diagonal, gama (γ) (Lane et al., 1995).

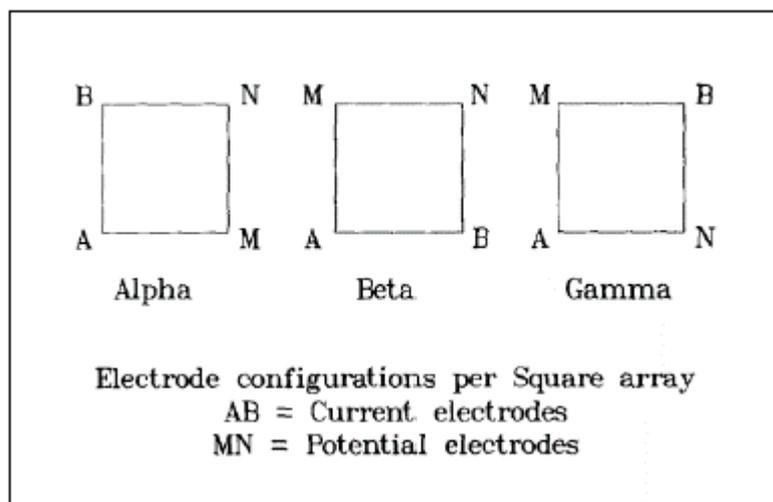


Figura 3: Relação dos três quadrados e as posições dos eletrodos no arranjo quadrático (Lane et al., 1995).

Utilizando esses arranjos, pode-se optar por uma técnica conhecida como levantamento eletrorresistivo azimutal, que é frequentemente usada para determinar a anisotropia elétrica do meio em subsuperfície, empregando o método da eletrorresistividade. Utilizam-se os mesmos equipamentos de um levantamento convencional de eletrorresistividade e consiste em rotacionar um arranjo de eletrodos em torno de um centro, realizando medições em incrementos angulares de

acordo com o azimute (Figura 4). Esse método vem mostrando interessantes resultados na análise da anisotropia elétrica de um meio (Watson e Barker, 2010).

A profundidade de investigação nessa técnica está intimamente ligada ao espaçamento entre os eletrodos, que normalmente não excede a 70 m em campo. Em laboratórios, podem ser utilizados espaçamentos centimétricos, a depender do tamanho dos tanques, pois se deve evitar os efeitos de borda (Watson & Barker, 2010). Na figura 5 estão representados exemplos de modelos reduzidos de maciços rochosos empregados para simular levantamentos geoeletricos.

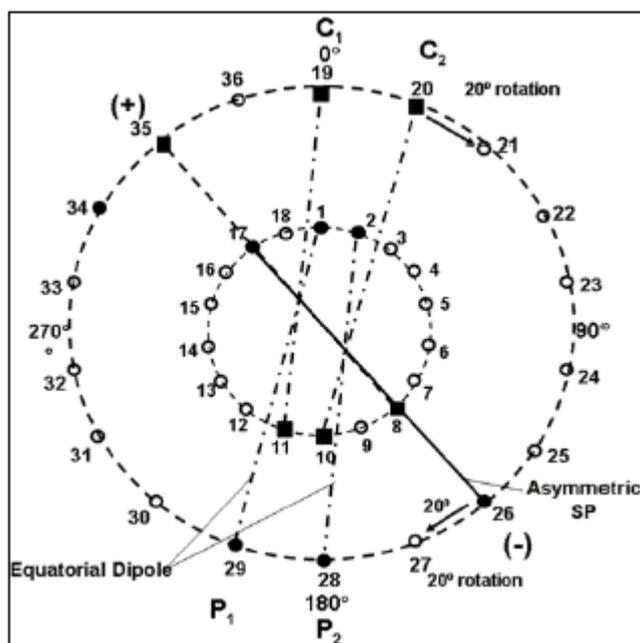


Figura 4: Geometria, em planta, do levantamento azimutal de resistividade e potencial espontâneo (Wishart et al., 2006).

Os dados de levantamento azimutal, tanto em laboratório quanto em campo, caso o meio seja anisotrópico, geram uma elipse de resistividade aparente, que normalmente é plotada juntamente com os dados das direções das fraturas. Além disso, a raiz quadrada da razão entre a resistividade aparente na direção transversal (90°) e a resistividade na direção longitudinal (0°) fornece o coeficiente de anisotropia, que irá dizer o quanto um maciço é anisotrópico ou não (Watson & Barker, 2010). Se o coeficiente de anisotropia foi igual a 1, o meio é dito isotrópico. Se ficar entre 1 e 2, ocorre a anisotropia.

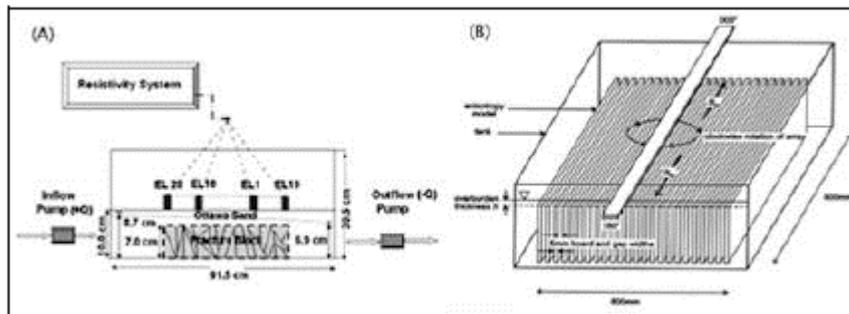


Figura 5: Em A, tem-se uma representação esquemática do modelo de Wishat et al. (2006). Em B, representação do modelo de Watson & Barker (2010).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a execução desse trabalho foi necessário utilizar um tanque de acrílico transparente de base quadrada com 100 cm de aresta, altura de 50 cm e paredes com um centímetro de espessura. Dentro dele foram inseridas 25 placas lisas de mármore, com 50 cm x 20 cm e 2 cm de espessura. Essas placas foram justapostas e posicionadas no centro do tanque, obedecendo às recomendações de Goudswaard (1957), que sugere que somente cerca de 30% do tanque seja usado nos levantamentos elétricos, para se evitar interferências devido às bordas.

Por conseguinte, para esse trabalho considerou-se o tamanho supracitado, pois este permite que os ensaios sejam realizados dentro das condições desejadas, além de oferecer economia de material a ser usado. Foi simulado um padrão de descontinuidades, com pequenas fraturas formadas pelo encontro das placas e uma fratura central, com 0,5 cm de espessura, totalmente preenchida com areia.

O entorno do modelo, formado pelas placas de mármore, foi preenchido com areia, até o topo do modelo, com o objetivo de manter a estanqueidade do conjunto rocha e descontinuidades. Foi necessário realizar um reforço nas paredes do tanque, utilizando cintas de material resistente, a fim de evitar possíveis deformações que pudesse comprometer todo o experimento (Figura 6).

O tanque foi completado com 1,8 cm da mesma areia que preenche as descontinuidades e o entorno do tanque, para simular a influência de solo e assegurar a condição de que o maciço esteja enterrado. Em seguida, foi realizada a completa saturação do modelo, inserindo água potável no tanque até a superfície da areia.



Figura 6: Tanque de acrílico preenchido com areia. O modelo reduzido se encontra enterrado no tanque. Atenção aos reforços nas paredes da caixa.

O controle da saturação da areia foi garantido utilizando-se dois níveis d'água construídos com tubos de PVC de 15 cm de comprimento, e 1 ½" de diâmetro, situados nas extremidades da caixa.

Com o modelo montado, iniciaram-se os levantamentos eletrorresistivos. Utilizou-se um resistivímetro de corrente contínua da marca AutoEnergia, quatro eletrodos de aço de 9,5 cm de comprimento, dois multímetros digitais, uma bateria e cabos. Para inserir os quatro eletrodos de aço foi confeccionado uma galeria de eletrodos, composto pela plataforma de eletrodos e uma viga central de madeira (Figura 7). A plataforma de eletrodos consiste em placas de material inerte, como PVC, na qual os eletrodos foram conectados, conforme o arranjo solicitado (Figura 7).

Essa plataforma não deve estar em contato direto com a areia para evitar a formação de campos elétricos em lâminas de água. Para minimizar esse efeito, foi fixado em cada canto da plataforma pequeno sólidos de isopor de 2,5 cm de altura, fazendo com que o contato placa/areia seja insignificante.

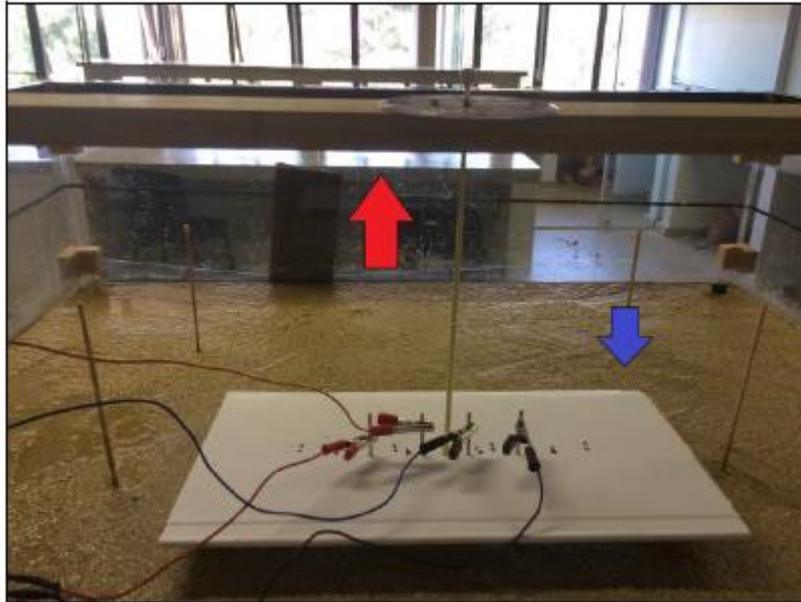


Figura 7: Suporte de eletrodos composto por plataforma de eletrodos (seta azul) e viga central de madeira (seta vermelha).

Na parte superior e central do tanque, posicionou-se uma viga de madeira com 100 cm de comprimento e 2,5 cm de espessura, presa nas paredes do tanque pelo lado de fora (Figura 7). Nela encontra-se, fixado no centro, um transferidor de ângulos, de onde pende uma haste de plástico, de 34 cm de comprimento, que vai do centro da viga até o centro da plataforma de eletrodos. Essa haste tem movimentação livre e tem como função unir esses dois elementos (plataforma + viga de madeira) de forma a fazer girar a plataforma de eletrodos, quando for necessário modificar o azimute para realizar as medidas de eletrorresistividade aparente.

Optou-se por usar incrementos de 15° , completando 360° , porém como o método de eletrorresistividade azimutal é simétrico, realizaram-se medidas do azimute 0° até o 165° , repetindo-se os valores no sentido oposto.

Conseqüentemente, foram feitas 12 leituras de corrente elétrica injetada e do potencial gerado para cada tipo de arranjo utilizado. A primeira medida se iniciou no azimute 0° , sendo este paralelo à direção principal do fraturamento simulado. Foram usados os arranjos Wenner e Quadrático, com os espaçamentos entre os eletrodos de 4, 6, 8, e 10 cm cada, além do Dipolo-dipolo equatorial, com espaçamentos de 2, 3 e 4 cm.

Ao final dos levantamentos, os dados foram plotados em gráficos polares, utilizando o software Grapher da Golden, gerando elipses de resistividade aparente. Para todos os arranjos considerou-se o azimute zero aquele coincidente com a linha dos eletrodos MN, visto que este é o dipolo de recepção.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Para o levantamento azimutal com o arranjo Wenner foram usados 4 espaçamentos entre os eletrodos, de 4, 6, 8 e 10 cm. Utilizando o software Grapher, gerou-se gráficos polares, que representam as elipses de resistividade aparente (Figuras 8 e 9).

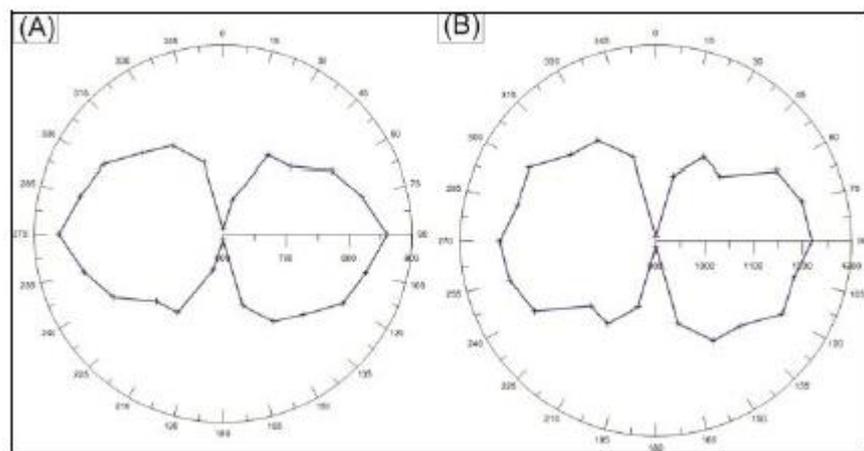


Figura 8: Elipses de resistividade aparente para o arranjo Wenner, espaçamentos 4 cm (A) e 6 cm (B).

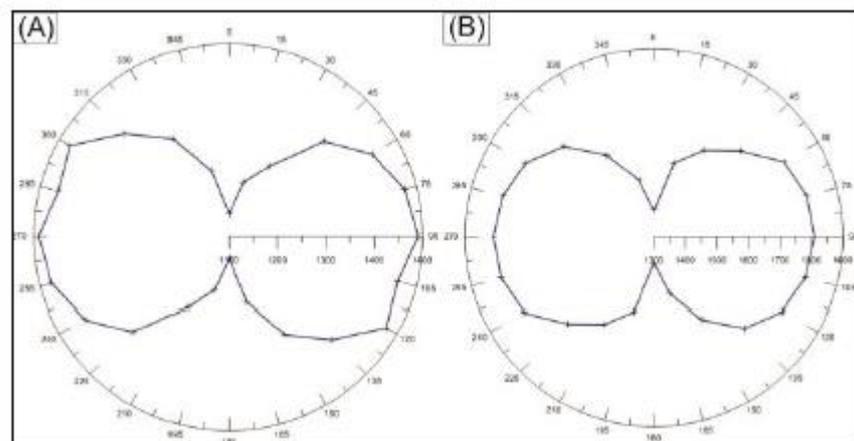


Figura 9: Elipses de resistividade aparente para o arranjo Wenner, espaçamentos 8 cm (A) e 10 cm (B).

Já o arranjo Quadrático, nesse trabalho, foi contemplado em 4 espaçamentos entre os eletrodos, análogo ao arranjo Wenner (4, 6, 8 e 10 cm). De forma semelhante ao Wenner, os dados de resistividade aparente geraram as elipses das figuras 10 e 11.

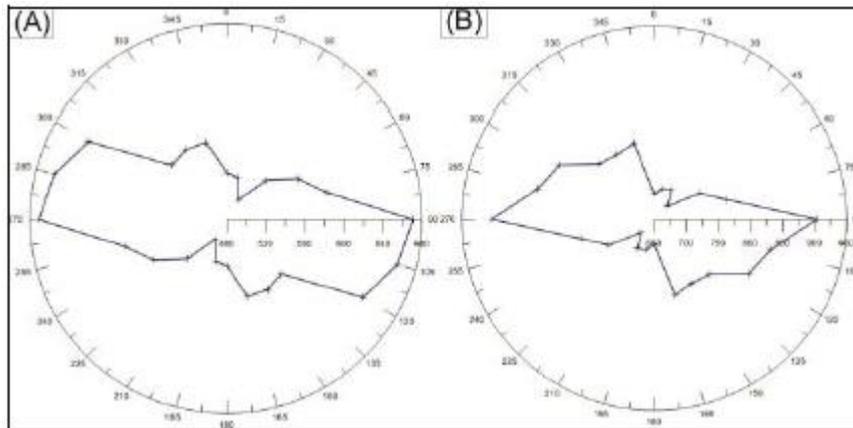


Figura 10: Elipses de resistividade aparente para o arranjo Quadrático, espaçamentos 4 cm (A) e 6 cm (B).

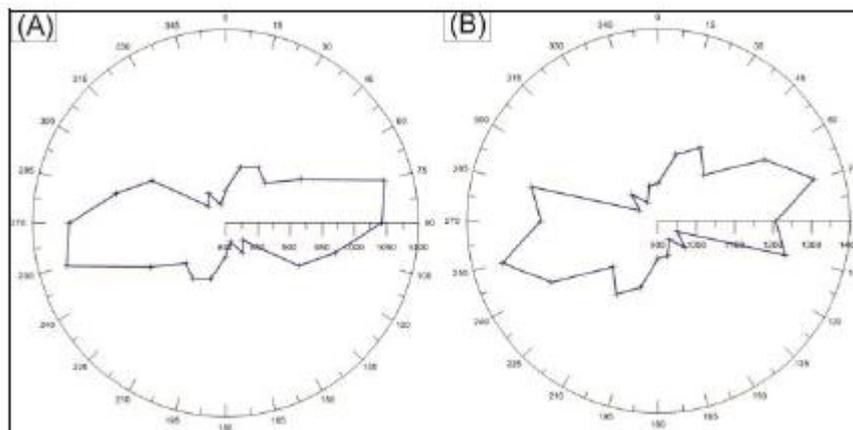


Figura 11: Elipses de resistividade aparente para o arranjo Quadrático, espaçamentos 8 cm (A) e 10 (B) cm.

Para o arranjo Dipolo-dipolo equatorial foram utilizados três espaçamentos diferentes entre os eletrodos, sendo eles 2 cm, 3 cm e 4 cm. Conforme se aumenta os espaçamentos entre AB e MN, a distância entre os pontos médios dos dipolos também aumenta. Nesse caso, utilizou-se o fator multiplicador de 5, sendo as distâncias entre o centro dos dois dipolos de 10 cm, 15 cm e 20 cm, correspondente aos espaçamentos de 2 cm, 3 cm e 4 cm, respectivamente. Após tratamento dos dados no *software Grapher*, tem-se as elipses das figuras 12 e 13 .

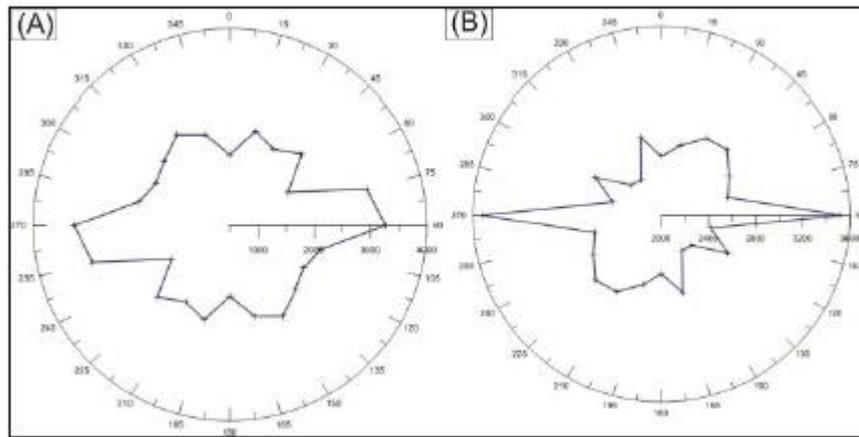


Figura 12: Elipses de resistividade aparente para o arranjo dipolo-dipolo equatorial, espaçamentos 2 cm (A) e 3cm (B).

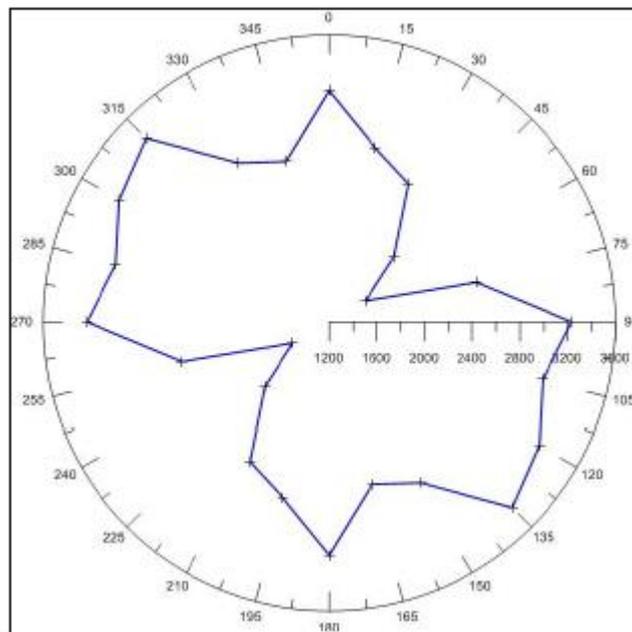


Figura 13: Elipses de resistividade aparente para o arranjo dipolo-dipolo equatorial, espaçamento 4 cm.

Além disso, com os dados apurados também foi possível encontrar os valores das resistividades aparentes médias, as resistividades máximas e mínimas e o coeficiente de anisotropia para cada arranjo, conforme tabela 1.

Tabela 1: Dados dos levantamentos eletrorresistivo azimutal para os quatro arranjos empregados.

COEFICIENTE DE ANISOTROPIA E RESISTIVIDADE APARENTE MÉDIA					
Arranjo	espaçamento (cm)	Resistividade Máxima (ohm.m)	Resistividade mínima (ohm.m)	Coefficiente de anisotropia	Resistividade média (ohm.m)
Wenner	0,04	860,4847682	608,6373806	1,189	723,687
	0,06	1218,956682	910,1038375	1,157	1053,270
	0,08	1489,755556	1146,231933	1,140	1306,754
	0,1	1808,70024	1382,537313	1,144	1581,327
Quadrático	0,04	647,0190471	504,8354712	1,132	571,523
	0,06	903,0197701	678,8008719	1,153	782,924
	0,08	1055,738967	830,3109828	1,128	936,265
	0,1	1271,667548	917,184522	1,177	1079,979
Dipolo-Dipolo Equatorial	0,02	3023,185275	1691,258957	1,337	2261,192
	0,03	3523,611277	2346,299687	1,225	2875,317
	0,04	3370,53591	1552,26843	1,474	2287,351

4.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os gráficos polares gerados nas análises dos dados de resistividade aparente possuem forma de uma elipse, evidenciando um meio anisotrópico, visto que se o meio fosse isotópico, geraria um gráfico com padrão circular. A elipse de resistividade aparente mostra que os três arranjos são sensíveis à detecção da anisotropia elétrica e que os menores valores de resistividade, ou seja, maiores valores de condutividade elétrica ocorrem na direção de fraturamento principal.

Comparando-se as elipses em todos os levantamentos, nota-se que nos arranjos quadrático e dipolo-dipolo equatorial, a variação de resistividade aparente é maior que no arranjo Wenner, devido às maiores irregularidades nos contornos das elipses, sugerindo que esses arranjos sejam mais sensíveis à detecção da resistividade aparente que o Wenner. Para corroborar essa afirmação, os valores das resistividades máximas e mínimas apresentam maiores variações para os arranjos Quadráticos e Dipolo-Dipolo Equatorial (Tabela 1).

É possível notar que os menores valores de resistividade aparente são os obtidos pelo arranjo quadrático, seguido do Wenner e dipolo-dipolo equatorial (Tabela 1).

Os coeficientes de anisotropia elétrica para o arranjo Wenner variam de 1,14 a 1,18; no arranjo quadrático de 1,13 a 1,17 e no arranjo dipolo-dipolo equatorial de 1,22 a 1,47. Esse fato denota que o arranjo Wenner e o Quadrático apresentam uma anisotropia homogênea, menos variável que o Dipolo-dipolo equatorial, pois os valores dos coeficientes para esses arranjos sofrem uma pequena variação. Já o arranjo Dipolo-dipolo equatorial mostra uma anisotropia heterogênea, uma vez que os coeficientes sofrem uma variação maior (Habberjams, 1975).

5 CONCLUSÃO

Os dados obtidos no experimento mostraram que o uso da técnica de levantamento eletrorresistivo azimutal é eficaz para determinar quantitativamente a anisotropia elétrica de um maciço rochoso fraturado em subsuperfície. O arranjo quadrático se mostrou o mais sensível a anisotropia elétrica, pois apresentam os menores valores de resistividade aparente, indicando maior sensibilidade à detecção da condutividade elétrica.

O arranjo dipolo-dipolo equatorial, apesar de apresentar altos valores de coeficientes de anisotropia, foi o que teve maiores valores de resistividade aparente, ou seja, menor condutividade elétrica.

Sugere-se que sejam realizadas novas fases do experimento, com outras espessuras de cobertura de areia para que se possa simular a influência de solo sobre o modelo. Além disso, pode-se simular outros padrões de descontinuidades para analisar a resposta geoeletricas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à UFOP, à Fapemig (Projeto Universal) e ao CNPq, além de todas as pessoas que se envolveram e contribuíram para o desenvolvimento da mesma.

REFERÊNCIAS

- Barbosa, M. S. C. (2003). Notas de Aulas- Geofísica. Ufop. Minas Gerais. 256 p.
- Gandolfo, O. C. B. (2007). Um estudo do imageamento geoeletrico na investigação rasa. Tese de doutorado. USP. São Paulo. 215 p.
- Goudswaard, W. (1957). On the effect of the tank wall material in geoelectrical model experiments. *Geophysical Prospecting* 5, 272–281.
- Habberjam, G. M. (1975). Apparent Resistivity Anisotropy and Strike measurements. *Geophysical Prospecting*, Vol. 23, pp 211-247.
- Kearey P.; Brooks M.; Hill I. (2009) Tradução: Maria Cristina Moreira Coelho. Geofísica de Exploração. Oficina de Textos. São Paulo. 438 p.
- Lane, J. W.; Haeni, F. P.; Watson, M. (1995). Use of a square array direct-current resistivity method to detect fractures in crystalline bedrock in New Hampshire. *Ground Water*. V.33 nº 3. P. 476-485.
- Loke, M. H. (1999). Electrical imaging surveys for environmental and engineering studies - A practical guide to 2-D and 3-D surveys. Malásia. 63p. Guia Prático.
- Rios, J. L. P. (1986). Modelos Matemáticos em Hidráulica e no Meio Ambiente. Simpósio Luso-Brasileiro sobre Simulação e Modelação em Hidráulica. APRH – LNEC. Lisboa, Portugal.

Taylor, R. W.; Flemming, A. H. (1988), Characterizing Jointed Systems by Azimuthal Resistivity Surveys. *Ground Water*, v.26, nº 4. 464–474.

Watson K. A.; Barker, R. D. (2010). Tank modeling of azimuthal resistivity surveys over anisotropic bedrock with dipping overburden. *Near Surface Geophysics*, Vol.8, p. 297-309.

Wishart, D. N.; Slater, L. D.; Gates, A. E. (2006). Self potential improves characterization of hydraulically - active fractures from azimuthal geoelectrical measurements. *Geophysical Research Letters*. Vol. 33, L17314.

Capítulo 13

PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE E RESISTÊNCIA DE UM SOLO COLUVIONAR NÃO SATURADO DO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE

[DOI: 10.37423/200500884](https://doi.org/10.37423/200500884)

Saulo Rezende Vilela (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). saulovilela@gmail.com

Lúcio Flávio de Souza Villar (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil)lvillar@etg.ufmg.br

Antônio Ananias de Mendonça (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). aanias@ufmg.br

Gustavo Ferreira Simões (Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil). gustavo@etg.ufmg.br



RESUMO: Este trabalho avalia as variações nos parâmetros geotécnicos – deformabilidade e resistência – de um solo coluvionar do município do Belo Horizonte, Minas Gerais, frente as diferentes condições de saturação. A caracterização completa permitiu classificar a amostra como um solo arenosiltoso mediante a composição de 1% de pedregulho; 49% areia; 35% de silte; e 15% de argila. A determinação dos Limites de Atterberg indicou LL=36% e não plástico. Os coeficientes de recompressão (C_r), compressão (C_c) e descompressão (C_d) variaram de 0,09 para 0,04; de 0,29 para 0,14; e de 0,05 para 0,03, da condição inundada para a condição de umidade higroscópica. Estes valores indicam que o solo é menos compressível quando não saturado. Os parâmetros de resistência obtidos na condição inundada ($S=90\%$) e na condição de umidade higroscópica ($S=7\%$) demonstraram um ganho de treze vezes (13x) no intercepto coesivo para a condição de umidade higroscópica. Tal fato indica que a saturação influencia na determinação dos parâmetros de resistência deste solo. O ângulo de atrito interno do material, entretanto, não sofreu alterações. Os resultados deste estudo mostram a importância de se analisar variações nos parâmetros de deformabilidade e resistência de solos não saturados para subsidiar projetos de engenharia que envolvam solos com variações relevantes de saturação.

PALAVRAS-CHAVE: Solos não saturados, parâmetros de deformabilidade, parâmetros de resistência.

1 INTRODUÇÃO

Segundo DeMillo (1998), somos afetados por inúmeros fenômenos da natureza e, desde o primórdio da civilização, tentamos controlá-los ou, ao menos, conviver com eles.

Para Marinho (2005), o desejo de ter o controle destes fenômenos é que nos leva a estudar sua influência em nossas vidas. A condição climática, um destes fenômenos, e sua interação com o solo, é um dos aspectos que condicionam a boa interpretação da mecânica dos solos para fins de engenharia.

2 OS SOLOS NÃO SATURADOS

Para Ng & Menzies (2007), a mecânica dos solos divide o comportamento dos solos com base na saturação. Esta divisão, entretanto, pode ser desnecessária dado que os conceitos dos solos não saturados situa a mecânica dos solos saturados como um caso específico da mecânica dos solos não saturados, Figura 1.

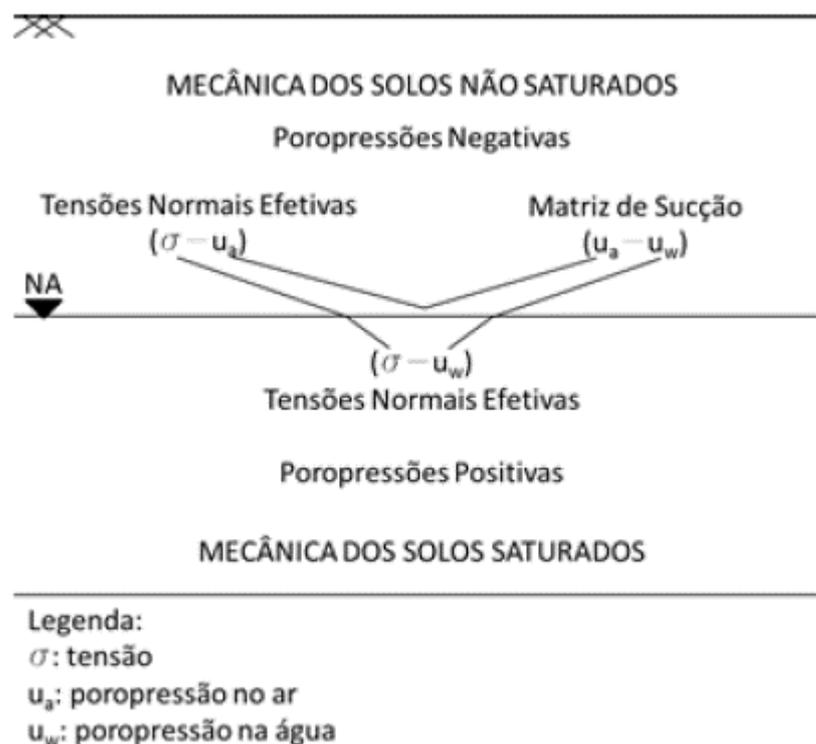


Figura 1. Mundo generalizado da Mecânica dos Solos (Adaptado NG & MENZIES, 2007).

Pela Figura 1 pode-se observar que caso não haja poropressão no ar, ou pressão de vapor, casos de solos totalmente secos ou completamente saturados, o princípio de tensões efetivas postulado por Terzaghi (1925) passa a ser válido.

2.1 OS SOLOS NÃO SATURADOS

A região acima do nível d'água é usualmente dividida segundo o seu grau de saturação. Nesta região, ao invés das duas fases, sólida e líquida, como nas regiões saturadas ou secas, Fredlund & Morgenstern (1977) reconhecem a existência de quatro (04) fases: sólida, líquida, gasosa e interface líquida-gasosa, chamada por Paddy (1969) de membrana contrátil (NG & MENZIES, 2007).

Segundo Brandy & Buckman (1979), a água retida pelos sólidos do solo, submetida a tensões superiores a 31 MPa, é denominada higroscópica. Tensões desta ordem fazem com que a água perca a sua característica líquida e se movimente principalmente na forma de vapor. A água dos microporos, denominada capilar, possui faixa de tensão variável entre 10 kPa e 31.000 kPa. A água acima da capacidade de campo, que é a quantidade máxima de água retida pelos poros do solo após inundação, já é capaz de se movimentar pela ação da força gravitacional, sendo designada água livre.

2.2 SUCCÃO COMO FATOR INTERFERENTE NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Fredlund & Rahardjo (1993) indicam que a matriz de sucção (ψ_m) pode alterar o intercepto coesivo "c" da equação de resistência ao cisalhamento, fundamentada no critério de resistência combinado Mohr-Coulomb.

Conforme proposto por Fredlund & Rahardjo (1993), a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, originária da equação de resistência proposta por Coulomb (1776), requer, no caso dos solos não saturados, um eixo adicional para representar a sucção mátrica na condição não saturada, Figura 2.

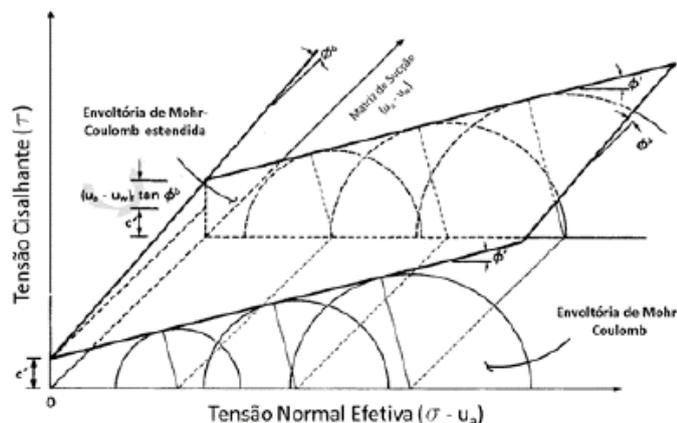


Figura 2. Envoltória de resistência de solos não saturados (Adaptado FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Vilar (2006) apresenta um modelo capaz de prever as variações dos parâmetros de resistência de um solo, não saturado, com base nos seus parâmetros de resistências para as condições saturadas e de umidade higroscópica, bem como na curva característica do material. O modelo é capaz de varrer uma gama de parâmetros com base apenas nas variáveis citadas. Segundo o autor, o intercepto coesivo de resistência na condição não saturada altera-se conforme relação apresentada pela Equação 1.

$$c = c' + \psi / (a + b\psi) \quad (1)$$

Em que c' é o intercepto coesivo efetivo do solo na condição saturada; ψ é a sucção mátrica para a condição de interesse; e, “a” e “b” são parâmetros auxiliares do modelo definidos com base nas Equações 2 e 3.

$$a = 1 / (\text{tg } \phi') \quad (2)$$

$$b = 1 / (c_{ult} - c') \quad (3)$$

Em que ϕ' é a média dos ângulos de atrito efetivos para as condições de total saturação e umidade higroscópica; e, c' e c_{ult} são os interceptos coesivos nas condições saturadas e umidade higroscópica, respectivamente.

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), a sucção mátrica pode ser medida pelo uso de equipamentos específicos como os psicrômetros, tensiômetros e/ou por técnicas em laboratório como a do papel filtro, por exemplo.

2.3 DEFINIÇÃO DA SUCCÃO MÁTRICA PELA TÉCNICA DO PAPEL FILTRO

Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), é possível utilizar da técnica do papel filtro para medir a sucção de um solo. A técnica é um método indireto de medir a sucção em um solo. Segundo Villar & Campos (2001), quando dois materiais porosos e em condições de umidade distintas são colocados em um ambiente lacrado e juntos (em contato ou não), estes trocarão água ou vapor d'água buscando o equilíbrio. Segundo Ng & Menzies (2007), o equilíbrio será alcançado por trocas líquidas ou de vapor entre a amostra de solo e o papel filtro por um período de tempo.

Segundo Villar & Campos (2001), a água que o papel filtro absorve pode ser tomada como indicadora da sucção. A sucção do solo, por meio do papel filtro, é determinada com o auxílio da curva de calibração do papel filtro com soluções salinas de sucção osmótica conhecidas.

O ensaio tem como produto a curva característica do solo (ou curva de retenção de umidade), Figura 3, que, segundo Vivian (2008), representa a relação entre a água presente nos poros do solo e sua sucção.

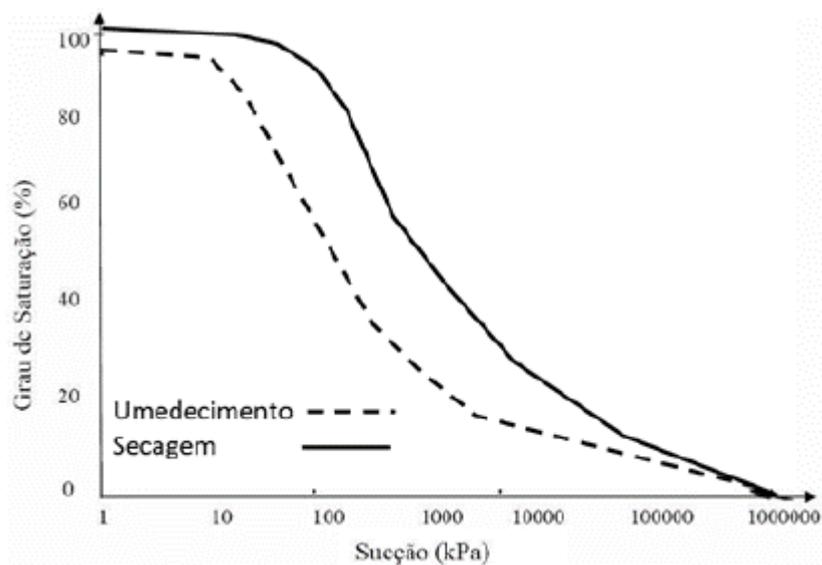


Figura 3. Curva característica de um solo na trajetória de secagem e umedecimento (adaptado VIVIAN, 2008).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados em amostras indeformadas de solo seguindo a norma reguladora ABNT (1990) – NBR 12.007 – Ensaio de adensamento unidimensional.

Os corpos de prova (CPs) foram criteriosamente moldados segundo as seguintes dimensões: 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Foram realizados ensaios inundado e não inundado, na condição de umidade higroscópica correspondente a 2,30% ($w=2,30\%$), com sete estágios de carregamento (12,5 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; e, 800 kPa) e três estágios de descarregamento (400 kPa; 200 kPa; e, 100 kPa).

3.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Parte dos ensaios de cisalhamento direto foram realizados em consonância com a norma americana ASTM (2003) – D3080 - *Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions* – e outra parte seguiu a mesma norma excluindo, no entanto, a fase de inundação. Este último ensaio foi conduzido com as amostras secas ao ar, na umidade higroscópica ($w=2,30\%$), de forma a possibilitar a definição dos parâmetros de resistência na condição não saturada conforme proposta de Vilar (2006).

Os CPs extraídos dos blocos, foram talhados para resultarem geometria prismática, com 100 mm de lado e 20 mm de altura. Nos ensaios com as amostras inundadas, a cada carregamento aplicado, observou-se um período de 24 horas para adensamento. Para estabelecer a condição de carregamento drenado a velocidade de cisalhamento adotada foi de 0,20 mm/min, na segunda etapa dos ensaios, que foram conduzidos até deformações próximas de 13%.

3.2 ENSAIOS DO PAPEL FILTRO

A determinação da sucção mátrica pela técnica do papel filtro seguiu o padrão da norma americana ASTM (2003) – D5298 - *Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper*. O papel filtro utilizado foi o Whatman's 42, sendo a curva de calibração estabelecida pela norma considerada como a de referência para determinação dos valores de sucção associados as umidades encontradas nos ensaios.

Para determinação da sucção mátrica foram moldados 22 CPs com diâmetro e altura de aproximadamente 50 e 20 mm respectivamente. Estes CPs foram moldados a partir das amostras indeformadas. Parte destas amostras (11 CPs) foram deixadas exposta ao ambiente a fim de atingirem a umidade higroscópica para posterior adição das quantidades pré-determinadas de água para realização dos ensaios em diferentes graus de saturação. Os graus de saturação previamente estabelecidos para realização dos ensaios foram 100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 10% e 0 aproximadamente, para ajustar a curva com boa precisão. A outra parte das amostras (11 CPs) foi totalmente saturada e os CPs tiveram redução dos graus de saturação alcançados a partir de secagem ao ar.

Com o papel filtro no topo e na base, os CPs foram lacrados e colocadas em caixas de isopor que foram acondicionadas em ambiente com temperatura e umidade do ar controlada, por um período de 10 dias, para efetuar as trocas líquidas entre o solo e o papel até sua equalização. Após este período, as

amostras foram deslacradas e o papel filtro teve a sua variação de umidade monitorada por um período de três minutos em uma balança de precisão de 10^{-4} g. Cessado o tempo para acompanhamento da variação da massa, o papel filtro foi levado a uma estufa a 65°C até a constância de massa (completa secagem) para repetição do processo de pesagem para definição do peso seco do papel.

Plotando-se os gráficos da variação de massa com a raiz do tempo foi possível, por meio de extrapolação do trecho reto das curvas, obter as quantidades de água e massa do papel filtro seco no tempo zero. Os graus de saturação pré-estabelecidos foram aferidos pela determinação do volume e dos teores de umidade no topo, meio e base dos CPs no final de cada ensaio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

A Tabela 1 apresenta os coeficientes de recompressão (C_r), compressão (C_c) e descompressão (C_d). A Tabela 2 apresenta as tensões de pre-adensamento (σ'_{pa}), o módulo oedométrico (C_v) e a permeabilidade (k) mediante carregamento de 100 kPa para o corpo de prova inundado e para a umidade higroscópica.

Tabela 1. Coeficientes de Recompressão, Compressão e Descompressão.

Condição	Parâmetros do Ensaio		
	C_r	C_c	C_d
Inundado	0,09	0,29	0,05
Umidade Higroscópica	0,04	0,14	0,03

Tabela 2. Tensão de Pre-adensamento, Módulo Oedométrico e Permeabilidade.

Condição	Parâmetros do Ensaio		
	σ'_{pa} (kPa)	C_v (m^2/s) 100 kPa	k (m/s) 100 kPa
Inundado	100,00	$1,07 \times 10^{-7}$	$7,07 \times 10^{-9}$
Umidade Higroscópica	150,00/ 190,00	$1,35 \times 10^{-6}$	-

Os dados apresentados demonstram que a tensão de pre-adensamento alterou frente as diferentes condições de contorno de realização do ensaio, inundado e umidade higroscópica.

Na condição inundada identificou-se um valor de tensão de pre-adensamento de 100 kPa pelos métodos de Casagrande e Pacheco Silva, enquanto que para o ensaio conduzido na umidade higroscópica estes valores foram 150 kPa e 190 kPa, respectivamente.

Dados apresentados por Komori et al. (2014), para avaliar a variação dos parâmetros de deformabilidade de um solo de Londrina (PR), indicaram que a tensão de pre-adensamento obtida pelo ensaio na condição inundada e sem inundação podem apresentar valores distintos. Os ensaios transcorridos sem a inundação apresentaram, quase sempre, valores de tensão de pré-adensamento superiores aos encontrados para o ensaio conduzido de maneira inundada.

Assim sendo, as respectivas diferenças (de 50% e 90%) no valor da tensão de pre-adensamento, da condição inundada para a condição de umidade higroscópica, pode ocorrer dado que outros materiais já apresentaram variações para alterações ainda inferiores nos graus de saturação. Segundo Vargas (1977), esta condição está associada ao ressecamento das amostras, introduzindo nelas uma pressão de pré-adensamento maior que a natural.

Os parâmetros de deformabilidade sofreram alterações para as duas condições, porém mais compressível no ensaio inundado. Os parâmetros de deformabilidade observados para a condição inundada foram, em média, duas vezes (2x) superiores aos observados no ensaio conduzido na umidade higroscópica. Os módulos odométricos também variaram, notadamente o da umidade higroscópica se mostrou maior. Sendo assim, há indícios de que o material possa ser duas vezes (2x) mais compressível se estiver na condição inundada. Este fato pode estar relacionado ao ganho de resistência do material pela sucção.

As Figuras 4 e 5 apresentam os gráficos com as variações de índices de vazios e as tensões efetivas aplicadas em “escala log”, de onde foram retirados os parâmetros apresentados anteriormente.

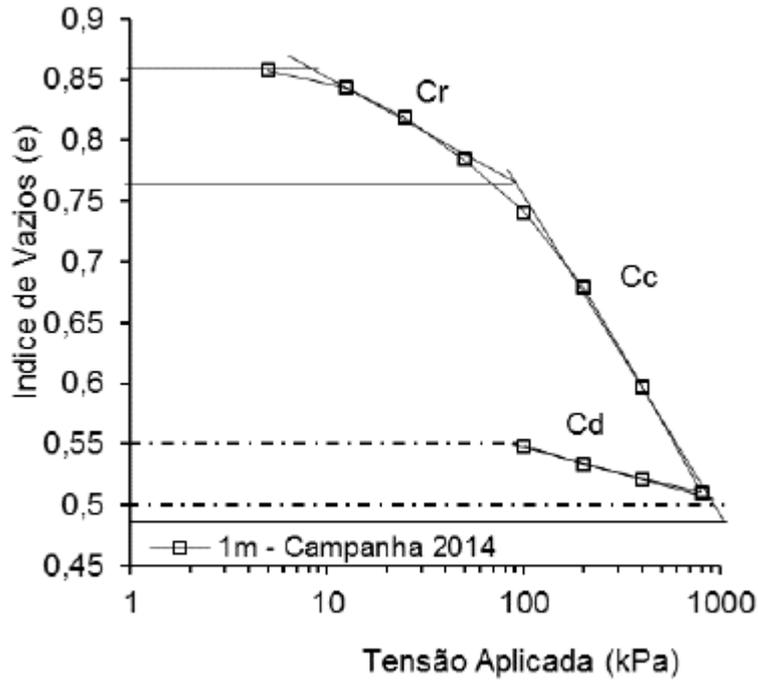


Figura 4. Parâmetros de compressibilidade (amostra inundada)

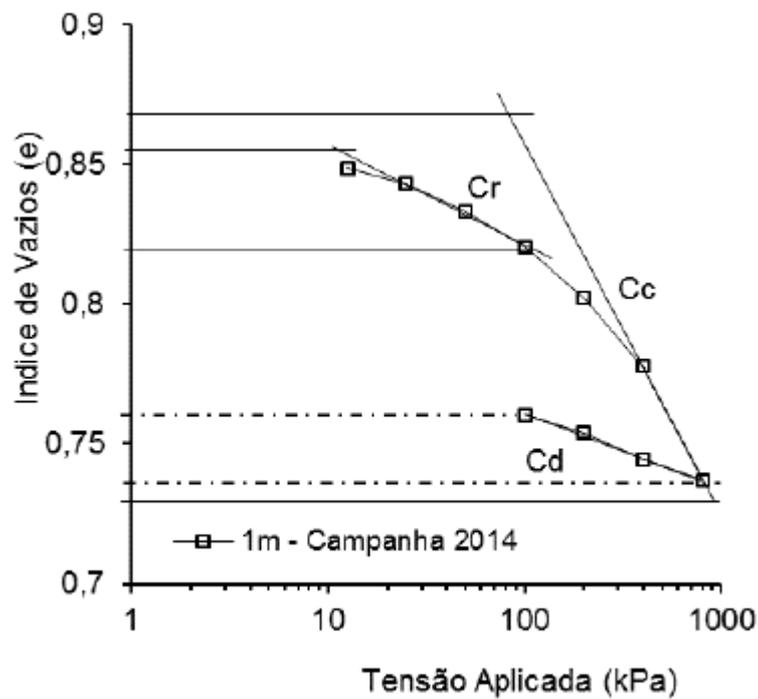


Figura 5. Parâmetros de compressibilidade (amostra umidade higroscópica).

Observa-se que o material se comporta de forma distinta dependendo do nível de tensões a que está submetido e à condição de saturação em que se encontra.

4.2 COLAPSIVIDADE DO MATERIAL

A avaliação da colapsividade, analisada quantitativamente segundo metodologia de Vargas (1977), indicou que o material é colapsível para tensões superiores a 50 kPa. Na Figura 6, pela curva referente a umidade higroscópica normalizada, são apresentadas as variações dos índices de vazios com as tensões aplicadas para os ensaios conduzidos com inundação e umidade higroscópica, a fim de possibilitar as comparações realizadas. Verificam-se índices de colapsividade (i) – variações relativas nos índices de vazios – sempre superiores a 0,02, o que indica o colapso conforme sugestão de Vargas (1977). Observa-se ainda, que quanto maior é a tensão aplicada, maior é a variação dos vazios. Na tensão de 800 kPa, por exemplo, o índice de colapsividade chega a 0,13 aproximadamente, sendo este um valor seis vezes (6x) superior ao sugerido por Vargas (1977) para indicar que o material é colapsível.

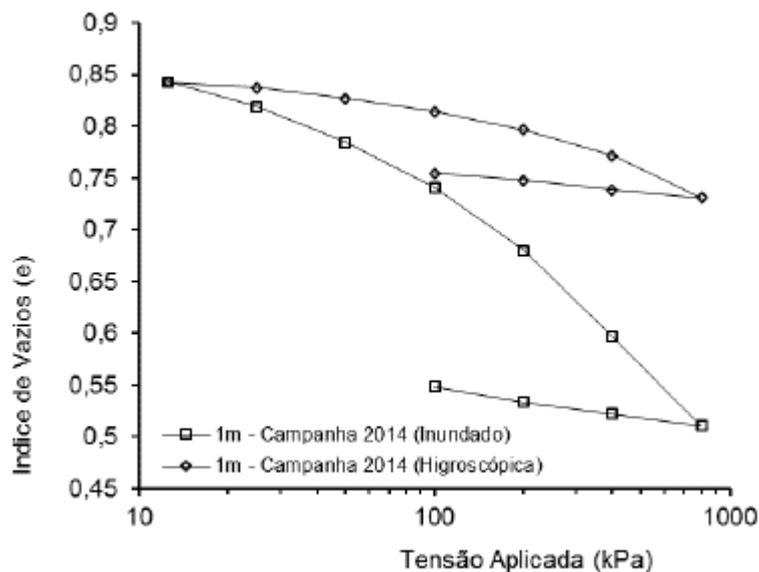


Figura 6. Avaliação da Colapsividade pelo Método de Vargas (1977).

4.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA (CISLHAMENTO DIRETO)

Os ensaios de cisalhamento direto (CD) foram conduzidos em amostras saturadas por inundação ($S=90\%$) e na umidade higroscópica ($S=7\%$). As Figuras 7 e 8 apresentam os gráficos com as variações da tensão cisalhante e altura dos corpos de prova frente o deslocamento lateral imposto pela caixa de cisalhamento durante o ensaio.

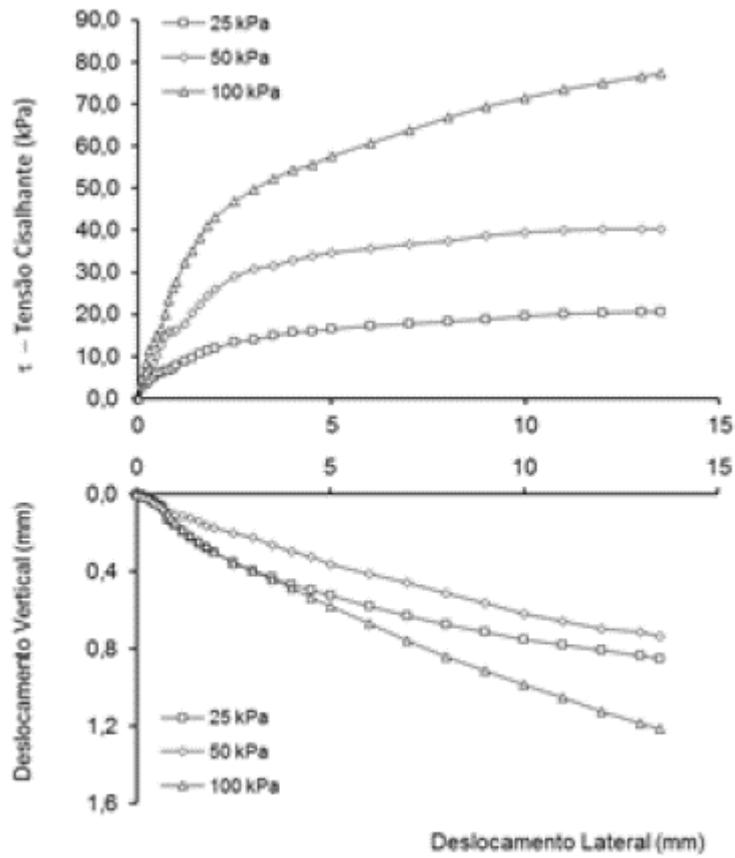


Figura 7. Ensaio Cisalhamento Direto Inundado.

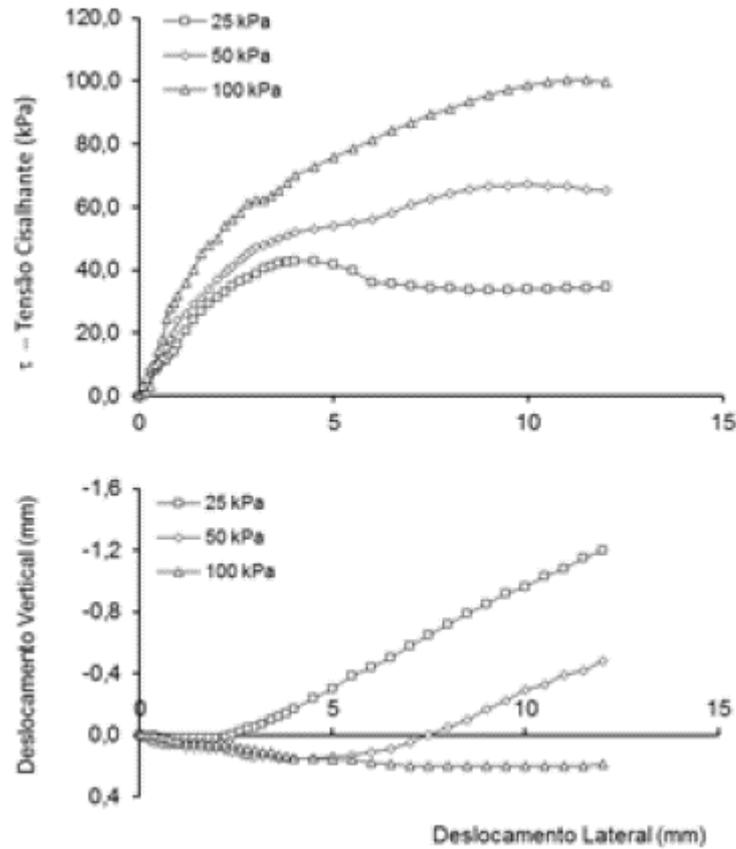


Figura 8. Ensaio Cisalhamento Direto Umidade Higroscópica

Pode-se observar, pelas curvas de tensão cisalhante versus deslocamento lateral e deslocamento vertical versus deslocamento lateral, que os ensaios transcorridos com tensões normais de 25 kPa e 50 kPa para a umidade higroscópica apresentam pico e dilatação dos CPs, comportamento típico de materiais pré-adensados. O comportamento observado corrobora que a tensão de pré-adensamento é superior a 50 kPa, assim como encontrado no ensaio de adensamento. Para o ensaio conduzido na amostra inundada tal comportamento não foi observado. Tal fato pode estar associado a colapsividade do solo durante a saturação, uma vez que a variação do índice de vazios observada da condição de umidade higroscópica para a inundada evidenciou a ocorrência deste processo. Segundo dados apresentados por Benatti (2010), o colapso pode ser típico de materiais coluvionares, condição do solo avaliado.

Os ensaios de cisalhamento direto demonstraram que os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb são diretamente influenciados pela condição de saturação em que o material se encontra. Avaliando as envoltórias de resistência para os dois casos, Figura 9, nota-se que o material estudado ganhou resistência quando o ensaio foi realizado na umidade higroscópica.

Figura 9. Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb saturada e umidade higroscópica.

Os parâmetros de resistência alcançados para as duas condições, inundado e umidade higroscópica, Tabela 3, foram obtidos considerando os picos para as curvas em que estes existiram ou a tensão cisalhante máxima, caso das curvas em que a tensão cisalhante não apresentou pico ao longo do ensaio.

Tabela 3. Parâmetros de Resistência Inundado e Umidade Higroscópica.

Tipo de Ensaio	Parâmetros de Resistência de Mohr Coulomb	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
CD (Inundado)	2,10	36,97
CD (Higroscópica)	26,02	36,91

Analisando os parâmetros de resistência que descrevem a envoltória de resistência deste solo, foi possível observar que o intercepto coesivo sofreu alteração para as diferentes condições de saturação e o ângulo de atrito praticamente não. O intercepto coesivo apresentou ganho de treze vezes (13x), da condição inundada para a condição de umidade higroscópica, mas o ângulo de atrito interno do material, entretanto, não sofreu alteração. Segundo Fredlund et al. (1978), ensaios realizados em solos com diferentes graus de saturação já demonstravam que este comportamento poderia ser esperado.

4.4 SUCÇÃO MÁTRICA PELO PAPEL FILTRO

Os ensaios de sucção pela técnica do papel filtro permitiram definir a curva característica de sucção do material avaliado, Figura 10.

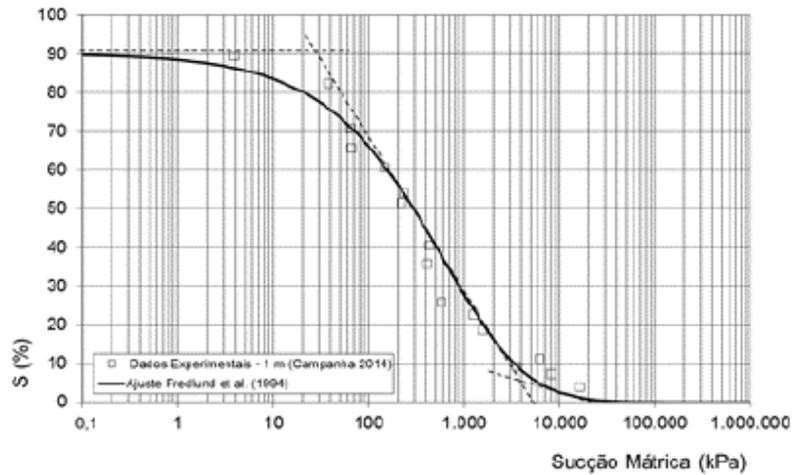


Figura 10. Curva característica do material.

Considerando a proposta de Vilar (2006), para avaliar as alterações nos parâmetros de resistência mediante a sucção, traça-se o gráfico apresentado na Figura 11. Neste gráfico é possível observar como se dá a variação do intercepto coesivo com a sucção mátrica, esta apresentada em escala logarítmica.

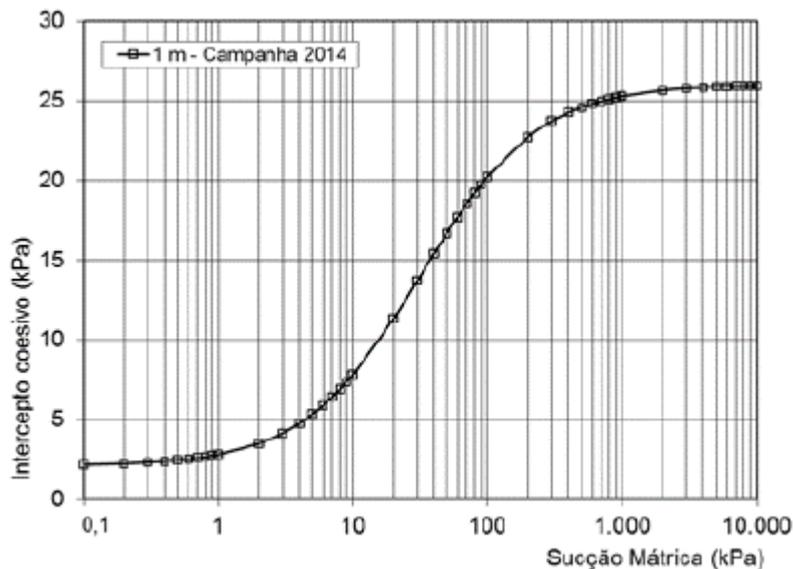


Figura 11. Variação intercepto coesivo com a sucção mátrica.

É possível averiguar, por meio do gráfico apresentado, que há grande alteração do intercepto coesivo, para sucções variando entre 1 kPa e 1.000 kPa. Nota-se ainda maior taxa de variação para sucções entre 10 kPa e 100 kPa. Para esta faixa de valores observa-se intercepto coesivo variando de 8 kPa a 20 kPa, algo que pode ser bastante relevante em diversas análises geotécnicas.

5 CONCLUSÃO

Os estudos demonstraram que os parâmetros de deformabilidade e resistência de um solo podem ser alterados mediante as variações na saturação. Para o material estudado, observou-se variação duas vezes (2x) superior nos parâmetros de compressibilidade, da condição inundada para a condição de umidade higroscópica. Para o intercepto coesivo, observou-se variação de treze vezes (13x) nos extremos da análise. Assim sendo, há que convir, que a saturação, no material estudado, interferiu na ordem de grandeza dos seus parâmetros de compressibilidade e resistência. Desta forma, pode ser fundamental, por parte de corpo técnico responsável pela avaliação de um problema geotécnico, a realização de ensaios considerando a não saturação, caso o problema envolva uma condição de trabalho com variações na saturação.

REFERÊNCIAS

- ABNT (1990). NBR 12.007, Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio, solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 15p.
- ASTM (2003). D3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, USA, 7p.
- ASTM (2003). D5298 Measurement of Soil Potencial (Suction) Using Filter Paper, USA, 6p.
- Benatti, J. C. B. (2010). Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP /--Campinas, SP: [s.n.].
- Brandy, N. C.; Buckman, H. O. (1979). Natureza e propriedade dos solos. Tradução Antônio B. Neiva Figueiredo Filho. 5ª edição. Rio de Janeiro, Freitas Bastos, 647 p.
- Demillo, R. (1998). Como funciona o clima. São Paulo: Quark Books, 226p.
- Fredlund, D. G.; Morgenstern, N. R.; Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal, 15: p.313-321.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley and Sons Inc., New York.
- Komori, E. T.; Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. da C.; Rodriguez, T. T. (2014). Variabilidade dos Parâmetros de Deformabilidade do Solo da Cidade de Londrina/PR. Em XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasil. [Anais eletrônico] COMBRANSEG.
- Marinho, F. A. M. (2005). Os solos não saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Texto apresentado a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o concurso de Livre-docência na especialidade “Geomecânica” do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 201 p.

Ng, C. W.W.; Menzies, B. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering*. Taylor & Francis. 270 Madison Ave, New York, NY 10016, USA., 710 p.

Vargas, M. (1977). *Introdução a mecânica dos solos*. São Paulo, 509p.

Vilar, O. M. (2006). A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. Canada, 8 p. 1088-1095.

Villar, L. F. de S.; de CAMPOS, T. M. (2001). Obtenção de uma curva característica de sucção pelo uso combinado de técnicas diversas. In 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Porto Alegre, RS – Brasil, p. 337-353.

Vivian, B. J. (2008). *Utilização do Método do Papel Filtro para a Determinação das Curvas Características de um Solo Coluvionar Não Saturado Contaminado com Óleo Diesel*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 102 p.

Capítulo 14

CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA E MINERALÓGICA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO DE DIFERENTES PERCENTAGENS DE FINOS

[DOI: 10.37423/200500886](https://doi.org/10.37423/200500886)

*Ernesto Tadeu Bossi(Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil).
ernesto.bossi@vale.com*

*Lúcio Flávio de Souza Villar(Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte,
Brasil). lucio.villar@etg.ufmg.br*



RESUMO: Através do conhecimento da química e da mineralogia dos rejeitos de mineração pode-se estimar a sua densidade em função do peso específico dos elementos identificados. Essa avaliação também auxilia na análise de reações químicas, como processo de cimentação, formação de colóides, alteração de qualidade de água, tempo e volume necessário para decantação do rejeito e liberação de água para recirculação e a viabilidade de reprocessamento futuro do rejeito. Assim foi realizada uma avaliação da composição química e mineralógica de rejeitos de minério de ferro de variadas faixas de percentuais de finos (material passante na peneira de número 200). Para a caracterização química dos rejeitos de minério de ferro foram analisadas amostras com as percentagens de finos de 0, 10, 20, 30, 40 e 100%. Para a caracterização mineralógica do rejeito foram analisadas amostras com as percentagens de finos de 0, 80 e 100%. As análises químicas confirmaram a predominância dos óxidos de ferro e de silício nos rejeitos. Essa maior intensidade do ferro e da sílica em todas as amostras de rejeito foram confirmadas também pelas análises mineralógicas, que identificaram o domínio absoluto dos minerais de ferro (hematita e goethita) e de sílica (quartzo).

PALAVRAS CHAVES: Rejeitos de mineração, caracterização química, mineralogia de rejeitos.

1 INTRODUÇÃO

Um conceito resumido e objetivo de Mineralogia define que ela é o ramo da Geologia que estuda a composição, a estrutura, a aparência, a estabilidade, os tipos de ocorrência e as associações de minerais (Press et al., 2006). Ela também aborda as proporções relativas dos constituintes minerais de uma rocha.

A mineralogia primária do minério de ferro depende basicamente do ambiente de formação. Os processos diagenéticos, deformacionais, metamórficos e/ou intempéricos, aos quais os corpos de minérios foram submetidos, são responsáveis pelas gerações das diferentes fases minerais encontradas nesses corpos de minérios (Takehara, 2004).

Segundo Mendes (2008), a compreensão da natureza dos minerais é muito útil na identificação de alguns comportamentos geomecânicos dos rejeitos descartados numa barragem. O conhecimento da química dos rejeitos complementa essa compreensão junto à mineralogia, pois permitem estimar a sua densidade em função do peso específico dos elementos identificados. Essa avaliação também auxilia na análise de reações químicas, como processo de cimentação, formação de colóides, alteração de qualidade de água, tempo e volume necessário para decantação do rejeito e liberação de água para recirculação e a viabilidade de reprocessamento futuro do rejeito. A mineralogia integra uma visão geral da cristalografia, da física e da química dos elementos que compõem uma rocha. Dois métodos muito utilizados para determinação da mineralogia são através da microscopia eletrônica de varredura e a microscopia ótica associadas a softwares específicos de análises mineralógicas.

Romeiro (1997) destaca que as rochas e minerais que possuem ferro são muito numerosos, porém, apenas algumas são comercialmente viáveis. Algumas delas estão apresentadas na Tabela 1 como a hematita (Fe_2O_3), magnetita (Fe_3O_4), goethita ($\text{FeO}(\text{OH})$), limonita ($\text{FeO}(\text{OH}) \cdot n\text{H}_2\text{O}$) e siderita (FeCO_3).

Tabela 1 – Minerais do Minério de Ferro

Mineral	Fórmula Química	Conteúdo teórico de ferro
Magnetita	Fe_3O_4	72,4
Hematita	Fe_2O_3	69,9
Goethita	$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$	62,9
Limonita	$2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	59,8
Ilmenita	FeTiO_3	36,8
Siderita	FeCO_3	48,2
Pirita	FeS_2	46,5
Pirrotita	$\text{Fe}_{(1-x)}\text{S}$	61,0

Uma grande variedade de minerais é extraída no Brasil e no mundo, produzindo quantidades de tipos de rejeitos consideráveis. Seria muito difícil e desnecessário abordar o comportamento geotécnico de todos os tipos de rejeito conhecidos. Portanto o escopo deste trabalho restringiu-se apenas ao estudo de rejeito de minério de ferro.

1.1 Mineralogia do Minério de Ferro

A mineralogia dos rejeitos de minério de ferro é basicamente composta por hematita e quartzo às vezes goethita. O ferro, atrás do alumínio, é o metal mais abundante na crosta terrestre e muito raramente aparece sozinho na natureza, sendo encontrado na forma de óxidos, sulfetos e silicatos. Este é encontrado em quantidades variáveis em muitas rochas, especialmente nas rochas ricas em anfibólitos, piroxênios, micas e olivinas.

O depósito mineral de ferro mais importante é formado por hematita. Esta possui uma pigmentação natural de marrom avermelhado a preto e tonalidades diversas causadas por impurezas e é muito comum em rochas metamórficas. A Hematita possui 70% de ferro na sua forma pura. A rocha de itabirito, rocha metamórfica, proveniente de depósitos marinhos ricos em ferro e sílica, é uma das principais rochas encontradas no Brasil de onde são extraídas a hematita e magnetita. Os itabiritos são ricos em quartzo (SiO_2), material de maior tamanho e grande rigidez, com classificação 7 na escala de Mohs. A separação do quartzo do ferro é feita pela cominuição dos grãos, produzindo areias finas silto

argilosas como rejeitos. Os itabiritos menos silicosos constituem um bom minério de ferro e pela perda total do quartzo passam a hematita pura (Mendes,2008).

A **magnetita** é definida por Guerra (2011) como um mineral de ferro que aparece, geralmente, em terrenos metamórficos, em pegmatitos e em algumas rochas sedimentares ou eruptivas. A magnetita é um óxido duplo de ferro. A magnetita pode também resultar da alteração da limonita ou da hematita. É um excelente minério de ferro. Forma uma massa compacta e possui magnetismo natural, sendo denominada pedra imã. A magnetita, mineral ferromagnético, detém força magnética muitas vezes maior do que o seu peso, mesmo sob ação de um campo com baixa intensidade. Devida a essa característica, a magnetita dificilmente é descartada em um rejeito oriundo de processo de beneficiamento por separação magnética.

A **goethita** é um dos minerais mais comuns e de grande importância na extração de ferro. Este mineral é tipicamente formado sob condições de oxidação como um produto de intempéries. Segundo Dana & Hurlbut (1984), a goethita, com a limonita, formam o “gossan” ou chapéu de ferro”, sobre os filões ou vieiros metalíferos. Encontram-se grandes quantidades de goethita como mantos lateríticos residuais, resultantes da intemperização de serpentinas. Os pseudomorfos muito comuns do que se vem chamando limonita, formada às expensas da pirita, provavelmente consistem em sua maior parte de goethita. Os depósitos de goethita são formados por solução, transporte pela ação das águas superficiais, e nova precipitação de minerais de ferro preexistentes. O ferro é transportado como um carbonato até a superfície e depois levado pelas águas correntes para os brejos e depressões com água estagnada. Os depósitos de goethita são também encontrados com calcários portadores de ferro. O conteúdo de ferro do calcário pode ser gradualmente dissolvido por águas circulantes, sob condições favoráveis, pode, como goethita, substituir o carbonato de cálcio da rocha. O intemperismo gradual e a solução do calcário podem deixar como resíduo o conteúdo de ferro sob a forma de massas residuais de hidróxido férrico, localizadas na argila, acima da formação calcária. Possui dureza de 5 a 5,5 e densidade de 4,4 g/cm³ a 3,0 g/cm³ para material impuro.

A **siderita** é um carbonato de ferro, minério bem inferior aos óxidos desse metal como a hematita, limonita ou a magnetita. A siderita pode ser um minério primário ou mesmo secundário, isto é, pode resultar de um produto de alteração, onde existem minerais contendo ferro. Também é conhecido pelo nome de siderose (Guerra,2011). A siderita tem a composição química de FeCO₃ que corresponde a 48,20 % de Fe, 37,99 % de CO₂ e 13,81 % de oxigênio, densidade específica de 3,83-3,88; sua cor varia de: branco a cinza esverdeado a marrom (Dana & Hurlbut, 1984).

Outros minerais estão associados aos minerais de óxidos de ferro acima mencionados. A seguir são apresentadas as definições desses minerais:

Quartzo: é um dos minerais mais comuns na natureza e o mineral não ferroso que mais se encontra associado no minério de ferro. Constitui as rochas ígneas ácidas (granito, riolito), sedimentares detríticas (arenitos) e metamórficas (quartzitos, gnaisses, xistos). Nas rochas é incolor (hialino), leitoso (branco translúcido), e/ou enfumaçado (cinza). As variedades coloridas são comuns. Frequentemente preenche fraturas ou veios em rochas de origem variada. O quartzo é muito resistente à alteração, sendo o principal constituinte das areias e solos arenosos e densidade de 2,65 g/cm³ (Frasca & Sartori, 2011).

Gibbsita: é um mineral de alumina. na forma de gibbsita, que associa-se à hematita secundária mais facilmente do que a caulinita (Takehara, 2004).

Caulinita: constituinte das rochas sedimentares detríticas (grupo dos pelitos) e da argila dos solos. Origina-se da alteração de aluminossilicatos (feldspato e micas, principalmente). É refratária e não expansiva. Tem amplo emprego industrial (Frasca & Sartori, 2011).

Talco: constituinte de rochas metamórficas: esteatito ou pedra sabão, e xistos, junto com clorita, é formado pela alteração hidrotermal de silicatos magnesianos. Tem amplo emprego industrial. (Frasca & Sartori, 2011).

Muscovita: é a mica mais comum e importante das rochas metamórficas (гнаisses, xistos e quartzitos). Também ocorre em rochas ígneas, principalmente em pegmatitos. Na forma de sericita, variedade com hábito laminar, brilho sedoso e granulação mais fina, é um mineral secundário derivado de aluminossilicatos (feldspatos, nefelina e outros). Por intemperismo pode se alterar em caulinita ou gibbsita (Frasca & Sartori, 2011).

Biotita: é encontrada em rochas ígneas ácidas (granitos, riolitos) e intermediárias (sienitos, traquitos, dioritos e andesitos) e em rochas metamórficas (xistos, gnaisses). Altera-se em clorita. Por intemperismo e pela perda de álcalis, passa a ter cor marrom ou amarelo dourada e quando aquecida a 100º, se desfolha e despreza em fragmentos vermiformes (vermiculita) (Frasca & Sartori, 2011)..

Clorita: é encontrada em quase todos os tipos de rochas. É constituinte importante de rochas metamórficas (em especial, as clorita xistos ou xistos verdes). Mineral secundário formado pela alteração da biotita, piroxênios, anfibólios, granadas e olivinas. É flexível, mas não elástico. Às vezes se comporta como argilomineral, em especial quando apresenta granulação muito fina (argila) (Frasca & Sartori, 2011).

Calcita: é o carbonato de cálcio (CaCO_3). Ocorre em rochas sedimentares (calcários) e metamórficas (mármore). Como mineral secundário encontra-se em veios e fraturas de rochas de naturezas diversas. Preenche, também, amígdalas em rochas basálticas. Mineral facilmente solúvel em meio ácido. Reage com HCl a frio, com forte efervescência pelo desprendimento de gás carbônico. (Frasca & Sartori, 2011).

Dolomita: é o carbonato de cálcio e magnésio. $-\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. Ocorre em rochas sedimentares (calcários dolomíticos) e metamórficas (mármore dolomíticos). Menos solúvel em meio ácido que a calcita, reage fracamente em HCl a frio, com pouca efervescência. (Frasca & Sartori, 2011).

Titanita: São os óxidos de titânio (TiO_2). É um mineral acessório muito comum em rochas ígneas, especialmente as plutônicas, intermediárias e ácidas. Sua alteração produz leucoxênio (termo geral para se referir ao material fino, opaco e esbranquiçado, que consiste nos polimorfos de TiO_2 , rutilo e anatásio (Frasca & Sartori, 2011)..

Pirita: É um sulfeto. É um mineral acessório ou secundário em rochas ígneas, sedimentares e metamórficas. Altera-se em limonita e sulfatos. (Frasca & Sartori, 2011).

2 METODOLOGIA

2.1 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Para realização das análises químicas quantitativas e qualitativas foi utilizada a metodologia de fluorescência utilizando o equipamento Espectrômetro de Fluorescência de Raios-X RIGAKU - SIMULTIX 12 (Figura 1). No laboratório químico as amostras passaram pelo processo de preparação apropriado para amostras fundidas. Foram analisadas amostras de rejeito total (80% de finos), além de amostras com 0, 10, 20, 30, 40 e 100% de finos na sua composição.

Os raios X são gerados utilizando-se um tubo de Raio-X. Os raios são utilizados para excitar a amostra que emite raios X característicos dos elementos constituintes das amostras. Estes são separados pelos seus comprimentos de onda por meio de cristais. A detecção pode ser feita utilizando-se um detector de fluxo ou detector de cintilação.

Para a verificação da composição química do rejeito de minério de ferro foram realizadas análises em diversas amostras de rejeito variando-se o teor de finos em cada uma delas. Os principais elementos químicos do minério de ferro e conseqüentemente do rejeito são: ferro (Fe), sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3), fósforo (P), manganês (Mn), titânio (TiO_2), cálcio (CaO), magnésio (MgO) além das perdas por

calcinação (PPC). Após realização das análises químicas foram gerados os dados dos ensaios em planilhas que serão apresentadas no Item 3.



Figura 1. Espectrômetro de Fluorescência de Raios-X RIGAKU - SIMULTIX 12

2.2 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

O objetivo da caracterização mineralógica foi determinar qualitativamente e quantitativamente os minerais componentes das amostras de rejeito analisadas. Os microscópios eletrônicos de varredura utilizados foram os do Centro de Microscopia da UFMG (CM-UFMG). Para os ensaios específicos de microscopia eletrônica de varredura as amostras foram preparadas conforme procedimento específico para cada microscópio, no total de amostras com 0, 80 e 100% de finos. A amostra com 80% de finos representou o rejeito total.

Os microscópios utilizados foram o QUANTA 3D FEG (Field Emission Gun) para as algumas análises químicas de microscopia e o MLA 650 para as análises mineralógicas –Figura 2. A microscopia de varredura para determinação da química das amostras foi realizada somente para as amostras com 0 e 10 % de finos para uma comparação com as análises químicas realizadas por espectrometria. As análises de microscopia para a determinação da mineralogia dos rejeitos foram realizadas para todas as amostras com os variados percentuais de finos.

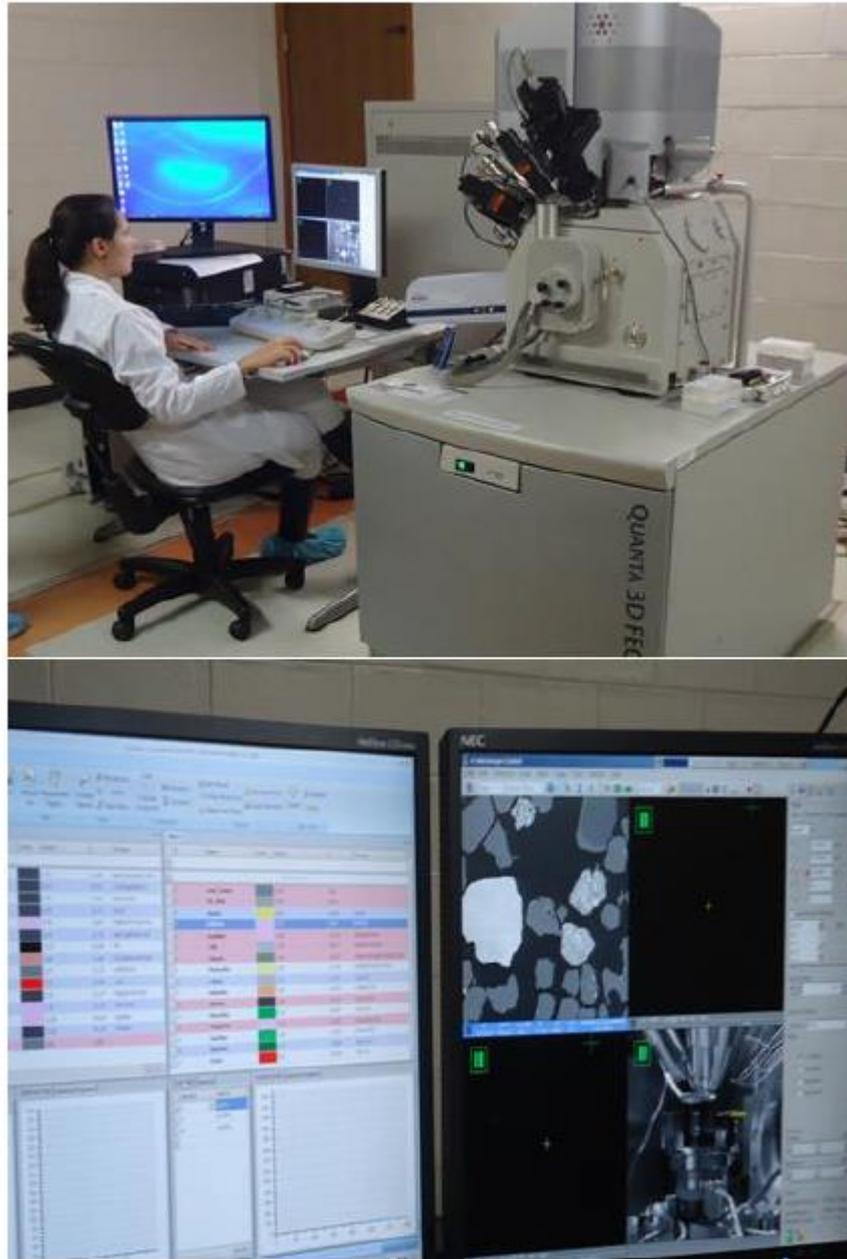


Figura 2. MEV's QUANTA 3D FEG para as algumas análises químicas de microscopia e as telas do MLA 650 utilizado em análises mineralógicas

No caso da microscopia eletrônica a área ou o microvolume a ser analisado é irradiado por um fino feixe de elétrons ao invés da radiação da luz. Como resultado da interação do feixe de elétrons com a superfície da amostra, uma série de radiações é emitidas, tais como: elétrons secundários, elétrons retroespalhados, raios-X característicos, elétrons Auger, fótons, etc. Estas radiações quando captadas corretamente irão fornecer informações características sobre a amostra (topografia da superfície, composição, cristalografia, etc.).

Na microscopia eletrônica de varredura os sinais de maior interesse para a formação da imagem são os elétrons secundários e os retroespalhados. À medida que o feixe de elétrons primários vai varrendo

a amostra estes sinais vão sofrendo modificações de acordo com as variações da superfície. Os elétrons secundários fornecem imagem de topografia da superfície da amostra e são os responsáveis pela obtenção das imagens de alta resolução. Já os retroespalhados fornecem imagem característica de variação de composição. Para a interpretação e tratamento dos resultados foram utilizados softwares específicos do tipo Mineral Liberation Analyser (MLA) ou Analisador de Liberação Mineral. Após a realização das microscopias, foram geradas planilhas com os dados qualitativos e quantitativos referentes àquela amostra, dos minerais identificados. Como a quantidade de rejeito utilizado é muito pequena, o resultado quantitativo não pode ser assumido como o real presente no campo, servindo apenas como um indicativo.

3 RESULTADOS OBTIDOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Os resultados obtidos na caracterização química das amostras de rejeito são apresentados na Tabela 2 que está dividida em 2 partes. Com base nos resultados das análises químicas do rejeito, pode-se concluir que os elementos químicos predominantes em todas as amostras são os óxidos de silício (sílica), com média de 52%, e de ferro, média de 31%. Os outros elementos químicos identificados nas análises representam 5% do total. Rejeitos com maior fração de sílica são mais grosseiros (granulares/arenosos) e, conseqüentemente, mais permeáveis, enquanto os rejeitos com maiores teores de ferro são mais finos e de baixa permeabilidade. Esse fenômeno ocorre pelo fato de grãos ultrafinos de ferro não serem atraídos pelos campos dos separadores magnéticos das usinas, sendo essa fração de finos, então, descartada nos rejeitos dos processos de beneficiamento de minério de ferro.

Para um melhor entendimento dessa composição química dos rejeitos de minério de ferro, foram realizadas análises microscópicas de varredura no Centro de Microscopia da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

Tabela 2 - Composição química do rejeito com a variação do teor de finos

Elemento	REJEITO TOTAL	REJEITO 0 % DE FINO	REJEITO 10 % DE FINO	REJEITO 20 % DE FINO
Fe (%)	33,99	20,98	28,81	29,46
SiO ₂ (%)	46,01	66,89	54,65	52,82
Al ₂ O ₃ (%)	2,19	1,32	1,77	1,79
P (%)	0,062	0,048	0,053	0,048
Mn (%)	0,529	0,293	0,209	0,213
CaO (%)	0,136	0,162	0,106	0,111
MgO (%)	0,049	0,049	0,063	0,057
TiO ₂ (%)	0,078	0,048	0,071	0,071
PPC (%)	2,43	1,80	2,59	2,42

Elemento	REJEITO TOTAL	REJEITO 30 % DE FINO	REJEITO 40 % DE FINO	REJEITO 100 % DE FINO
Fe (%)	33,99	33,65	30,08	37,59
SiO ₂ (%)	46,01	47,12	52,74	40,59
Al ₂ O ₃ (%)	2,19	2,19	1,94	2,41
P (%)	0,062	0,054	0,053	0,066
Mn (%)	0,529	0,258	0,362	0,559
CaO (%)	0,136	0,100	0,130	0,095
MgO (%)	0,049	0,062	0,058	0,061
TiO ₂ (%)	0,078	0,094	0,068	0,086
PPC (%)	2,43	2,61	2,32	2,62

Obs: Fe: Ferro / SiO₂: Sílica / Al₂O₃: Alumina / P: fósforo / Mn: Manganês / CaO: Óxido cálcio / MgO: Magnésio / TiO₂: Titânio / PPC: Perda por calcinação

Nessa análise foram pesquisados os principais elementos químicos em amostras de rejeito com 0% e 10% de finos, onde constatou-se a predominância dos elementos químicos oxigênio, ferro e sílica. Além da composição química, também foi observada o arranjo dos elementos químicos na amostra,

bem como a geometria angular dos grãos. Na Figura 3 é apresentada uma imagem da microscopia eletrônica de varredura, destacando o elemento oxigênio em vermelho, presente em na maioria das partículas da amostra (óxidos de ferro e de silício principalmente).

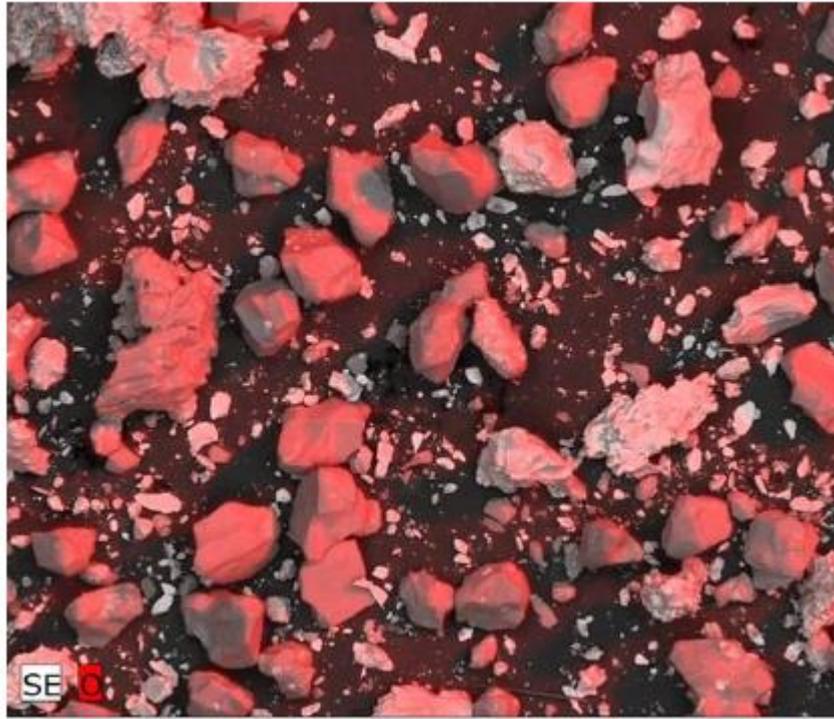


Figura 3. Imagem por microscopia eletrônica da amostra com 10% de fino (Oxigênio – vermelho) ampliada 200 vezes

3.2 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

A seguir, são apresentados os resultados das análises mineralógicas em 3 amostras de rejeito de minério de ferro: 0% de fino (Figura 4), 100% de fino (Figura 5) e rejeito total com 80% de finos (Figura 6). A Tabela 3 apresenta a mineralogia das 3 amostras. Nas imagens apresentadas nas Figuras 4 a 6, os principais elementos identificados estão assim representados: quartzo (amarelo), hematita (azul escuro), goethita (azul claro) poros (branco), demais minerais (outras cores), ampliados 50 vezes.

Com base nas análises mineralógicas, pode-se concluir que ela confirma indiretamente os resultados das análises químicas apresentadas na Tabela 2. O quartzo foi o mineral mais identificado nas amostras, na proporção média de 51,84%, confirmando os altos teores de sílicas já detectados nas análises químicas das amostras de rejeito. O segundo mineral de maior ocorrência foi a hematita (23,86%), seguido da goethita (20,69 %). Os demais minerais representaram, em média, um teor de 3,61% do total das 3 amostras.

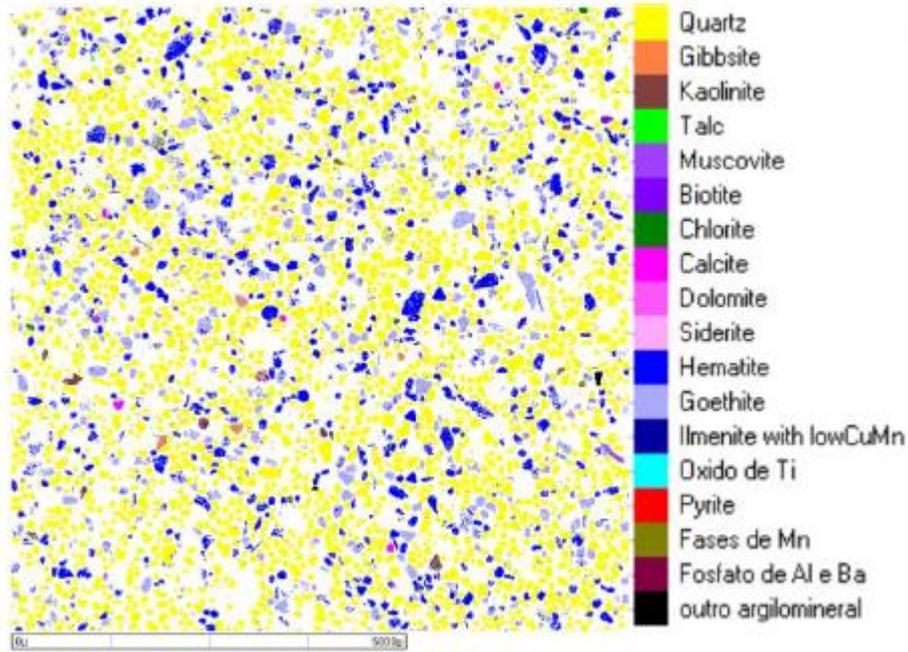


Figura 4. Amostra 0% de fino – Resultados da mineralogia por microscopia de varredura (MLA)

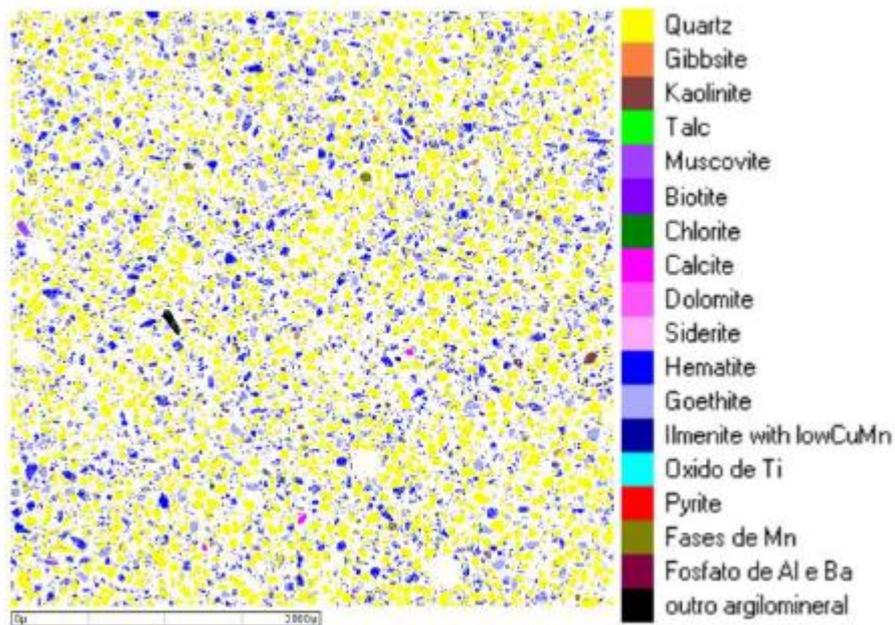


Figura 5. Amostra 100% de fino – Resultados da mineralogia por microscopia de varredura (MLA)

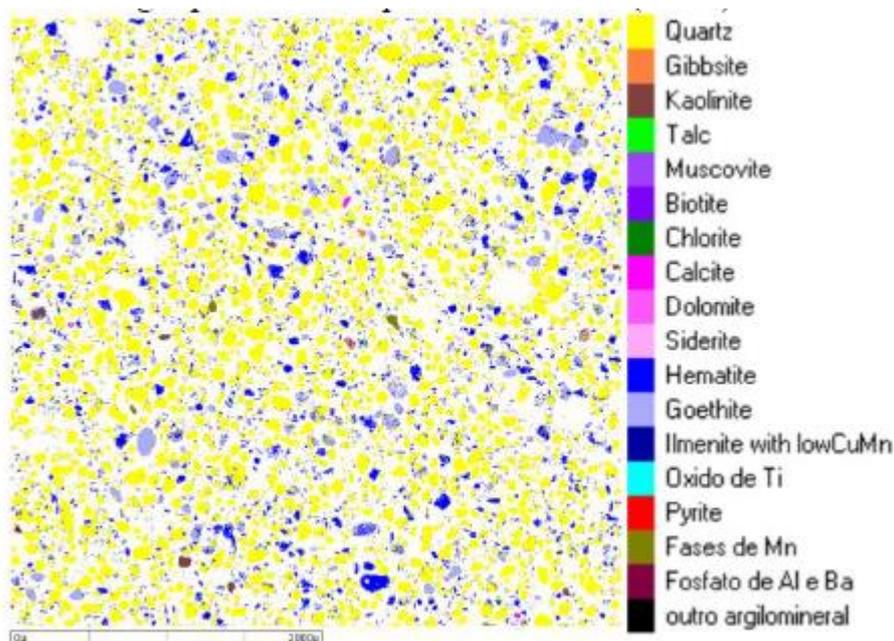


Figura 6. Amostra Rejeito Total – Resultados da mineralogia por microscopia de varredura (MLA)

Tabela 3 – Quadro comparativo da mineralogia das 3 amostras de rejeito

MINERAL	TEOR - % EM PESO			MÉDIA
	REJEITO (0% DE FINO)	REJEITO TOTAL (80% DE FINO)	REJEITO (100% DE FINO)	
Quartzo	53,316	56,895	45,308	51,839
Hematita	25,527	22,388	23,668	23,861
Goethita	18,930	16,793	26,339	20,687
Clorita	0,416	1,103	1,620	1,046
Gibbsita	0,376	0,192	0,241	0,270
Fases de Mn	0,376	1,083	1,162	0,874
Muscovita	0,343	0,658	0,895	0,632
Caulinita	0,283	0,290	0,296	0,290
Calcita	0,145	0,098	0,089	0,111
Siderita	0,137	0,106	0,140	0,128
Biotita	0,074	0,286	0,141	0,167
Caolinita ou Zunita	0,025	0,001	0,041	0,022
Talco	0,020	0,022	0,010	0,018
Limonita	0,019	0,054	0,029	0,034
Dolomita	0,008	0,016	0,015	0,013
Titanita	0,003	0,002	0,004	0,003
Fosfatos de Al e Ba	0,001	0,012	0,002	0,005
Total	100	100	100	100

Outra conclusão relevante é a maior presença, no total de 50%, de óxidos de ferro, compostos pela hematitas e goethitas, na amostra de rejeito com 100% de fino. Esse percentual igualmente confirma

os resultados das análises químicas da Tabela 2, que também identificaram maiores teores de ferro na fração mais fina do rejeito. Outra conclusão é que a goethita é mais presente na amostra com 100% de finos. Isso pode ser explicado pelo fato da goethita, por ser menos resistente, se torna mais vulnerável aos impactos dos processos de beneficiamento (britagem), que a fragmenta em partículas menores.

Outra conclusão relevante é que nas análises mineralógicas não foram identificadas partículas de minerais de magnetita. Essa ausência pode ser explicada pelo fato da magnetita ser ferrimagnética, ou seja, são atraídas facilmente pelos campos dos separadores magnéticos. Dessa forma seu descarte nos rejeitos é anulado. A Tabela 3 apresenta um resumo dos principais minerais identificados nas 3 amostras de rejeito.

4 CONCLUSÕES

As análises químicas confirmaram a predominância dos óxidos de ferro e de silício (sílica) nos rejeitos. Essa maior intensidade do ferro e da sílica em todas as amostras de rejeito foram confirmadas pelas análises mineralógicas, que identificaram o domínio absoluto dos minerais de ferro (hematita e goethita) e de sílica (quartzo).

Frações mais finas de rejeito apresentaram maiores teores de ferro, devida a dificuldade de separadores magnéticos atraírem partículas menores.

A partir do conhecimento prévio da mineralogia do rejeito de minério de ferro, é possível prever algumas de suas características geotécnicas com base na mineralogia do minério ainda na fase de lavra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à mineradora VALE S.A pelo apoio nessa pesquisa e ao Centro de Microscopia da Universidade Federal de Minas Gerais (CM-UFMG) pelas análises de microscopia eletrônica.

REFERÊNCIAS

Dana, J. D. & Hurlburt JR., C. S. (1984) Manual de Mineralogia. Ed. Livros Técnicos e Científicos Ed. S.A. Rio de Janeiro, 9ª Ed. 642 p.

Frasca, M.H.B.O, Sartori, P.L.P (2011) Minerais e Rochas. Geologia de Engenharia. Associação Brasileira de Geologia - ABGE. São Paulo, SP.

Guerra, A.T, Guerra, A.J.T. (2011) Novo Dicionário Geológico-Geomorfológico.. Rio de Janeiro, RJ.

Mendes, M B. (2008) Comportamento geotécnico de uma barragem de rejeito de minério de ferro alteada para montante. 2008. 189 p. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Press, F., Grotzinger, J., Siever R., Jordan, T.H. (2008) Para Entender a terra.. São Paulo. SP.

Romeiro, S.B.S.(1997) Química na Siderurgia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. RS.

Takehara, L. (2004) Caracterização geometalúrgica dos principais minérios de ferro brasileiros – fração Sinter Feed. Tese de Doutorado. Instituto de Geociência, Programa de Pós-Graduação em Geociência, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 403 p.

Capítulo 15

ESTUDO DA CORRELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA MECÂNICA E VELOCIDADE ULTRASSÔNICA EM ARQUITETURA DE TERRA

[DOI: 10.37423/200500890](https://doi.org/10.37423/200500890)

Rosinete Fernandes Bandeira (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás - Campus Aparecida de Goiânia, Goiás, Brasil).rosinete.bandeira@gmail.com

*Abdias Magalhães Gomes (Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil).
abdias@demc.ufmg.br/abdiasmg@terra.com.br*

Paulo Augusto Diniz Silva (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás - Campus Goiânia, Goiânia, Goiás, Brasil).pad.ifg@gmail.com



RESUMO: Este artigo apresenta um estudo a fim de verificar a existência da correlação entre a resistência à compressão simples de um material terroso e a velocidade de propagação da onda ultrassônica, empregando-se o método do ultrassom. O material terroso escolhido foi um solo típico brasileiro denominado Latossolo vermelho distrófico coletado no campo experimental da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa - Milho e Sorgo), localizado no município de Sete Lagoas, no estado de Minas Gerais, Brasil. As avaliações da integridade mecânica dos modelos reduzidos representando uma estrutura de terra do tipo taipa de pilão utilizou-se o aparelho de ultrassom da marca PUNDIT 1994 com frequência de 54 kHz e uma prensa hidráulica dotada de um anel dinamométrico – prensa de compressão simples. Foram realizados os ensaios de caracterização física e mecânica do solo e resistência à compressão simples baseados na ABNT e o ensaio para determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica baseou-se em metodologias afins, visto que ainda não foi publicada uma norma específica destinada à aplicação deste equipamento em materiais terrosos. Os resultados mostram claramente que existe uma correlação entre a resistência a velocidade ultrassônica e que o método do ultrassom tem potencial para avaliação da integridade das estruturas de terras, haja vista que é um método não destrutivo e capaz de verificar a resistência in loco das estruturas sem causam nenhum dano no elemento ensaiado.

PALAVRAS CHAVE: arquitetura de terra, resistência à compressão simples, velocidade ultrassônica, modelagem física.

1. INTRODUÇÃO

A universalidade das construções com terra a torna uma das mais significativas formas de expressões arquitetônicas da história da humanidade e que no Brasil, essas foram trazidas pelos portugueses no início da colonização e adotadas durante todo o Período Colonial. As cidades de Ouro Preto em Minas Gerais, Parati no Rio de Janeiro e outros estados, como São Paulo e Goiás, são exemplos da representatividade deste legado. As técnicas construtivas utilizadas, em geral, são vinculadas ao material de construção encontrado na região, sendo comum o uso do solo como o principal ou até como o único material de construção, sendo os mais conhecidos: o adobe, a taipa de pilão e o pau-a-pique.

Dethier (1986) relata que a terra crua caracteriza-se como um dos principais materiais de construção. É conhecida há aproximadamente 10 mil anos, com vestígios arqueológicos, em todo o mundo, que comprovam a existência de várias cidades da Antiguidade construídas com esse material, entre as quais Jericó na Palestina, Catal Hoyuk na Turquia, Akhet-Aton no Egito, Babilônia no Iraque e Chan Chan no Peru. O autor destaca que, hoje, mais de um terço da população mundial vive em habitações construídas com terra.

Houben e Guillaud (1994) afirmam que a terra crua é, sem dúvida, um dos materiais de construção mais usados no mundo, desde que o homem aprendeu a construir casas e cidades, sendo difícil encontrar um país que não possua herança de edifícios em terra crua.

Conforme Lopes (1998), nas Américas a construção com terra já era praticada pelas civilizações inca e asteca muito antes da chegada dos colonizadores.

No Brasil, antes da chegada dos portugueses, os índios não usavam a terra para construir. Seus abrigos eram estruturas de paus roliços e vedações de palha e folhagens, sendo, certamente, os portugueses que aqui introduziram as técnicas construtivas de terra crua. Os escravos africanos também contribuíram para a difusão do uso da terra crua, uma vez que eles faziam uso dessas técnicas no seu país de origem (Milanez, 1958).

Apesar dessas construções exibirem significativa durabilidade, elas não são isentas da degradação ao longo do tempo, necessitando de medidas de intervenções para sua conservação e preservação.

Para planejar a conservação, restauro ou adequação de uso de uma edificação, faz-se necessário conhecer seu estado físico. Para obtenção deste conhecimento, muitas vezes são necessários ensaios que avaliem as características físicas e mecânicas dos materiais da construção. Os ensaios que envolvem a retirada de um corpo de prova e uma prova mecânica são denominados destrutivos e, em grande parte dos casos, não é possível aplicá-los a uma estrutura em serviço sem causar danos à mesma. Outra opção mais viável é o uso de ensaios não-destrutivos. A determinação das condições físicas e mecânicas das estruturas é feita sem a retirada de corpos de prova, portanto, não causa prejuízo à estrutura investigada.

No Brasil, os trabalhos que tratam da utilização do ultrassom para avaliar a qualidade estrutural de materiais de construção têm se restringido à aplicação desta técnica em materiais de concretos, cerâmicos, madeiras, pedras e argamassas.

A técnica do ultrassom constitui-se em um ensaio não-destrutivo, utilizado para avaliar a qualidade estrutural, geralmente para os materiais: concretos, aços e rochas. O ensaio consiste na medição, por meio eletrônico, do tempo de propagação de ondas ultrassônicas em um corpo material. A distância percorrida entre os transdutores dividida pelo tempo de propagação resulta na velocidade média de propagação da onda.

Os corpos de prova constituem-se em modelos físicos, representando uma estrutura de terra. Sabendo que as estruturas de taipa de pilão são, comumente, construídas com o material terroso numa condição quase seca, isto é, abaixo do teor de umidade ótimo do solo, estabeleceu-se que os corpos de prova representativos da condição desta prática.

O trabalho de Bandeira (2009) estuda a correlação entre a resistência mecânica e a velocidade ultrassônica para um específico material terroso. Nele é apresentado um breve relato da dimensão e importância da manutenção e conservação dos edifícios antigos, mencionando-se a importância da avaliação da integridade dessas estruturas a partir da investigação pelos métodos não-destrutivos, bem como, uma transcrição, resumida, do arcabouço teórico e experimental referente ao sistema construtivo da taipa de pilão, os estudos geotécnicos para caracterização dos solos e o emprego do método do ultrassom para avaliação da resistência dos solos.

A representação da estrutura de taipa de pilão utilizou-se modelos físicos reduzidos - corpos de prova confeccionados na condição seca, abaixo do teor de umidade ótimo do solo, na tentativa de simular as condições de campo.

A técnica do ultrassom é tradicionalmente utilizada para avaliação da qualidade estrutural de materiais cerâmicos e metálicos. O ensaio é simples e consiste na medição do tempo de propagação das ondas ultrassônicas que atravessam um corpo material. Quanto maior o tempo gasto para a onda percorrer um corpo maior será sua qualidade estrutural. A velocidade das ondas é influenciada pela composição mineralógica, estrutura cristalina, massa específica, bem como pela presença de vazios, fissuras e rachaduras, as quais promovem variações na velocidade devido à absorção e/ou dispersão do pulso ultrassônico.

2. METODOLOGIA E RESULTADOS

O solo utilizado foi coletado no campo experimental da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa - Milho e Sorgo), localizado no município de Sete Lagoas, no estado de Minas Gerais, Brasil, denominado como Latossolo vermelho distrófico típico de acordo com Sans (1986). Os principais resultados da caracterização física do solo feita por Bandeira (2009) são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Resumo da caracterização do solo

Índices Físicos	
Massa específica dos sólidos (g/cm^3) ABNT- NBR 6509/1984	2,68
Limite de liquidez (%) ABNT- NBR 6459/1984	54
Limite de plasticidade (%) ABNT- NBR 7180/1984	34
Limite de contração (%) ABNT-NBR 7183/1984	1,5
Índice de plasticidade (%)	20
Granulométrica ABNT- NBR 7181/1984	
Pedregulho ($d > 2,0 \text{ mm}$)	0 %
Areia ($0,06 < d < 2,0 \text{ mm}$)	10 %
Silte ($0,002 < d < 0,06 \text{ mm}$)	3 %
Argila ($d < 0,002 \text{ mm}$)	87 %
Compactação Proctor Normal - ABNT- NBR 7182/1986	
Massa específica seca máxima (g/cm^3)	1,373
Umidade ótima (%)	31
Classificação Geotécnica	
Textura	Argila areno siltosa, cor vermelha
Plasticidade	Altamente plástica

Os corpos de prova constituem-se em modelos físicos, representando uma estrutura de terra. Sabendo que as estruturas de taipa de pilão são, comumente, construídas com o material terroso numa condição quase seca, isto é, abaixo do teor de umidade ótimo do solo, estabeleceu-se que os corpos de prova representativos da condição desta prática fossem aqueles moldados com base nas características dos pontos 2, 3 e 4 obtidos na curva de compactação, tal como identificado na Figura1.

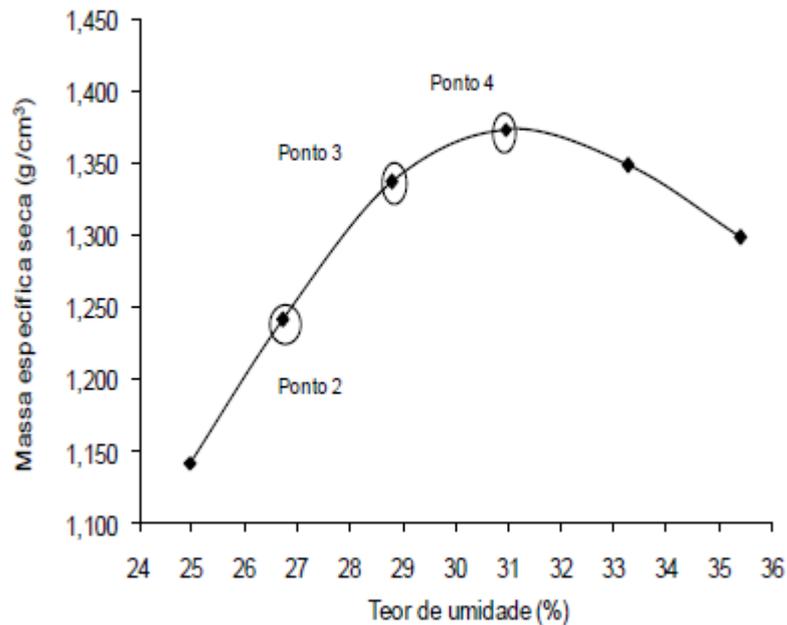


Figura 1 – Identificação dos pontos para o estudo de correlação

O ponto 2 representa o segundo ponto antes da umidade ótima (condição mais seca), o ponto 3, localizado um ponto antes da umidade ótima e o ponto 4, localizado no ponto máximo da curva, correspondente ao teor de umidade ótimo e a máxima massa específica seca.

Os corpos de prova foram confeccionados com dimensões iguais a 35 mm de diâmetro e 87 mm de altura e moldados estaticamente, cuja amostragem contou com um total de 170 exemplares, sendo: 65 exemplares para representar o ponto 2; 52 exemplares para representar o ponto 3 e 53 exemplares para representar o ponto 4, tal como apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos parâmetros de compactação e moldagem

Compactação – Proctor Normal		
Massa específica seca (g/cm³)		1,373
Teor de umidade (%)		31
Parâmetros de moldagem		
Pontos	Massa específica seca (g/cm³)	Teor de umidade (%)
2	1,247	26,6
3	1,339	28,7
4	1,373	31,0

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão simples foram realizados conforme a norma ABNT NBR 12770/1984. O método consiste em submeter o corpo de prova a um carregamento axial levando-o até a sua ruptura, registrando-se a deformação ocorrida em cada estágio do carregamento. O resultado deste ensaio é expresso graficamente pelos pares ordenados tensão versus deformação, cujo parâmetro de interesse, tensão e deformação de ruptura é abstraído. Foi utilizada uma prensa hidráulica dotada de um anel dinamométrico e um extensômetro, com resolução de 0,01 mm para medir a deformação.

Já os ensaios de ultrassom utilizou-se o aparelho ultrassom da marca PUNDIT 1994 (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester) com frequência de 54 kHz.

Este aparelho é composto de um módulo dotado de uma fonte geradora de impulsos elétricos, circuitos eletrônicos e de um registrador de tempo, munido de dois transdutores piezoelétricos de contato, sendo um emissor e outro receptor. Os testes foram executados sob orientação da ABNT-NBR 8802/19994 e pelas normas estrangeiras:

ASTM: C597/1991, BS 1881: Part 203:1986 e RILEM NDT 1/1972. A Figura 2 apresenta um painel do aparato utilizado na pesquisa.

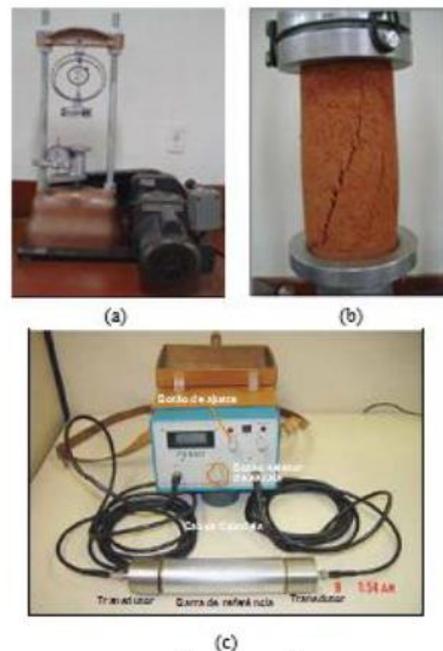


Figura 2 – Prensa mecânica (a), espécime (b), aparelho de ultrassom (c)

Na seqüência, as Figuras 2, 3 e 4 apresentam as correlações entre a resistência de ruptura e a velocidade de onda ultrassônica nos pontos 2, 3 e 4, cujos valores dos coeficientes de correlação foram 0,79; 0,74 e 0,83, respectivamente.

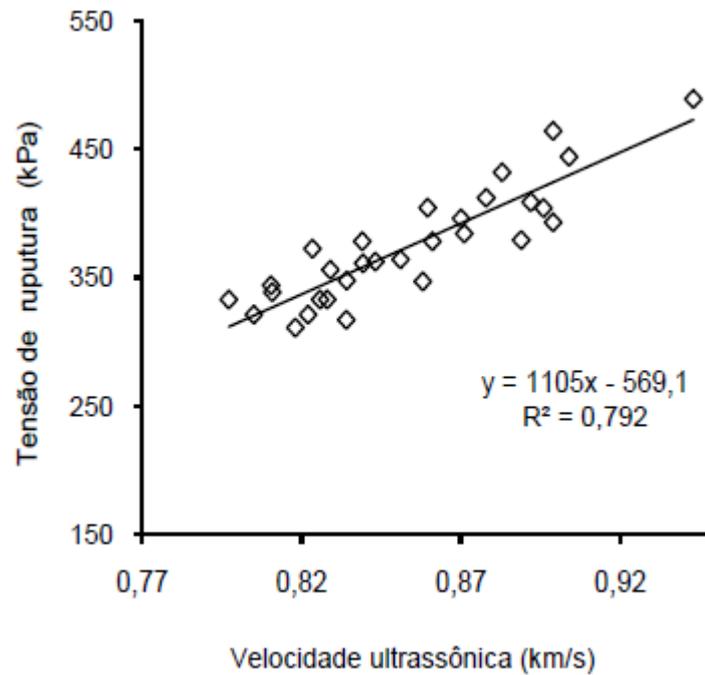


Figura 2 – Tensão de ruptura x velocidade da onda ultrassônica (Ponto 2)

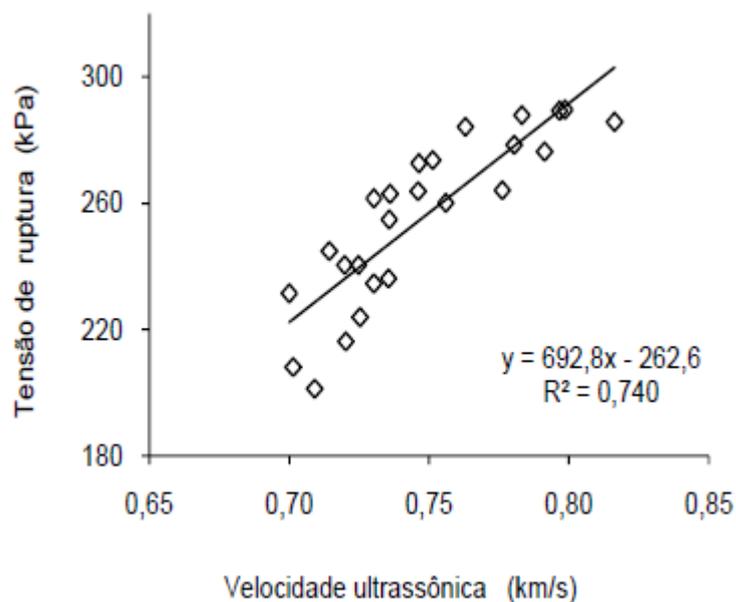


Figura 3 – Tensão de ruptura x velocidade da onda ultrassônica (Ponto 3)

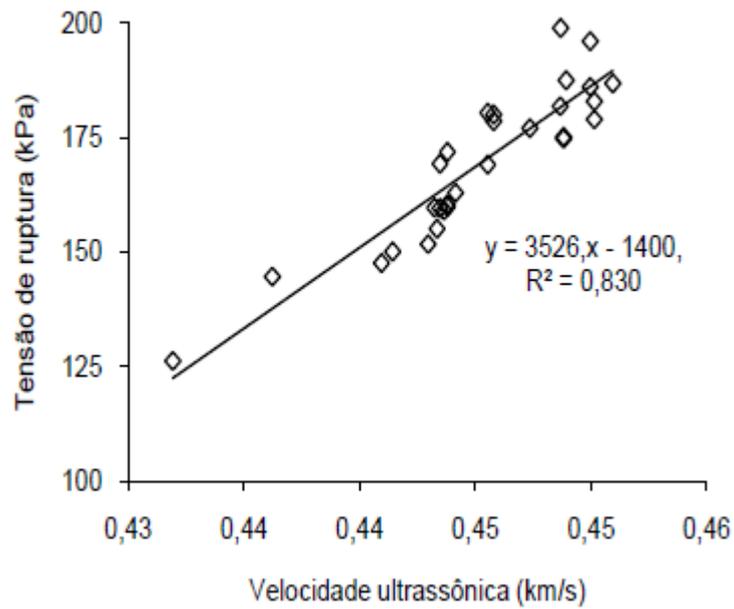


Figura 4 – Tensão de ruptura x velocidade da onda ultrassônica (Ponto 4)

A Figura 5 reúne os pontos aqui considerados. Pode-se verificar que quanto maior o teor de umidade das amostras, menor a resistência mecânica delas. Esse fato pode ser explicado pela natureza não saturada dos solos, os quais adquirem resistência segundo o nível de sucção mátrica presente no corpo de prova.

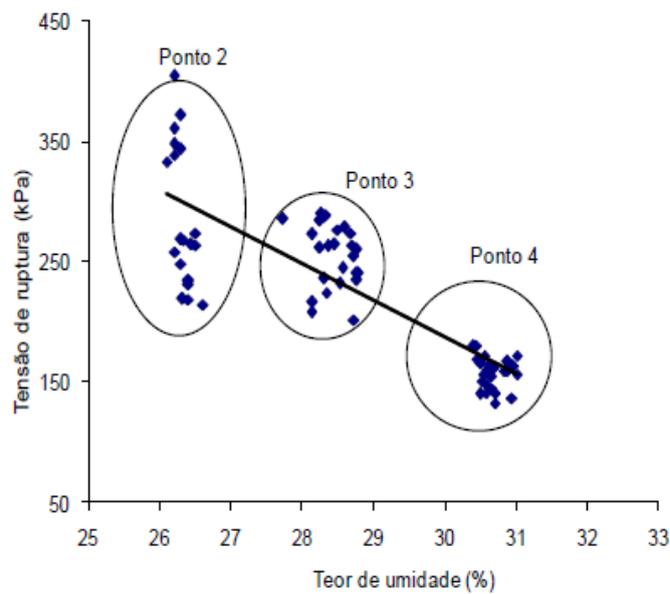


Figura 5 – Tensão de ruptura x teor de umidade

Por fim, os resultados anteriores são organizados em apenas um resultado global onde um ajuste polinomial de 2 grau exibe um coeficiente de correlação igual a 0,96. Este valor é considerado bom de acordo com a classificação de Almeida, 1993. A Figura 6 não deixa dúvidas sobre a existência de uma relação entre resistência e velocidade da onda ultrassônica.

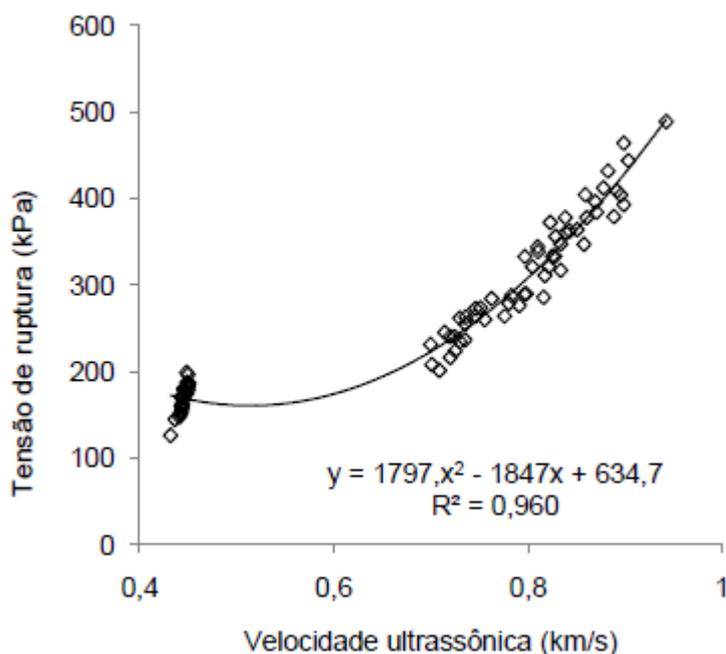


Figura 5 – Resultado final - tensão de ruptura x velocidade ultrassônica

Enfim, pode-se concluir que a metodologia aqui empregada aponta, em caráter introdutório, a possibilidade de o método do ultrassom ser empregado na avaliação indireta de estruturas construídas com materiais terrosos. Porém, sua aplicação definitiva como método de avaliação não-destrutivo exige mais pesquisas, levando-se em conta outros tipos e natureza de solos e escalas diferentes (escala piloto e real). O resultado final desta pesquisa pode ser apresentado agrupando-se os valores representativos das variáveis em questão, tal como apresentado na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultado da tensão de ruptura e velocidade ultrassônica

Velocidade ultrassônica (km/s)	Tensão de ruptura (kPa)
0.40 - 0.45	120 - 190
0.70 - 0.85	210 - 300
> 0.85	310 - 500

3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados pode-se concluir que existe uma forte correlação entre a tensão de ruptura e a velocidade de propagação da onda ultrassônica, cujo coeficiente de correlação foi no mínimo igual a 0,96. E que apesar deste resultado, ainda é cedo para generalizar a aplicação do método do ultrassom em materiais terrosos, bem como, os resultados laboratoriais, em particular os parâmetros de resistência encontrados, têm seus valores coerentes com o típico comportamento mecânico de um material terroso.

REFERÊNCIAS

Almeida, I. R. Emprego do esclerômetro e do ultrassom para efeito de avaliação qualitativa dos concretos de alto desempenho. 1993. Tese (Concurso de Professor Titular Engenharia Civil) – Escola de Engenharia. Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, Brasil, 1993.

American Society for Testing and materials. ASTM C 597. Standard test method for pulse velocity through concrete. Philadelphia, 1991. 3p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 12770 – Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. São Paulo, SP, 1984. 4p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 6459 – Determinação do limite de liquidez. São Paulo, SP, 1984. 6p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 6509 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica, São Paulo, SP, 1984. 8p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 7180 – Determinação do limite de plasticidade. São Paulo, SP, 1984. 3p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica, São Paulo, SP, 1984 15p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 7182 Solo – Ensaio de compactação, São Paulo, SP, 1986. 10p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 7183 – Determinação do limite e relação de contração de solos. São Paulo, SP, 1984. 6 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT – NBR 8802 – Concreto endurecido. Determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica. Rio de Janeiro, RJ, 1984. 8p.

Bandeira, R. F.. Estudo da Correlação Entre Resistência Mecânica e Velocidade Ultrassônica para um Material Terroso. Dissertação de Mestrado. UFMG. Minas Gerais, 2009.

British Standards Institution. BS 1881: Part 201. Guide to the use of non – destructive methods of test for hardened concrete. London, 1986. 16p.

Dethier, J. (1986). Des architectures de terre: l'avenir d'une tradition millénaire. Paris: Centre Pompidou, 224p.

Houben, H.; Guillaud, H. (1994). Earth construction: A comprehensive guide. CRATerre: Intermediate Technology Publications. Disponível em: <www.craterre.archi.fr/craterre/fraçais/diffusion/librairie/>. Acesso em: 01 fev. 2007

Milanez, A. (1958). Casa de terra: as técnicas de estabilização do solo a serviço do homem do campo. Rio de Janeiro: Serviço Especial de Saúde Pública – Ministério da Saúde.

PUNDIT, London, CNS Electronics Ltd. 1994. 37p.

Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux – RILEM, NDT 1 – Testing of concrete by the ultrasonic pulse method. França, p. 43-49, 1972.

Sans, L. M. A. Estimativa do regime de umidade, pelo método de Newhall, de um latossolo vermelho-escuro álico da região de Sete Lagoas, MG. 1986. 190f. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 1986.

Capítulo 16

RELEVÂNCIA DA METODOLOGIA MCT NA CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS TROPICAIS

[DOI: 10.37423/200500892](https://doi.org/10.37423/200500892)

Amanda Caldas Machado (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil).

amandacaldas01@hotmail.com

Lucas Deleon Ferreira (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto). Brasil,

lucas@em.ufop.br

Bruno de Oliveira Costa Couto (Instituto Federal Goiano, Rio Verde, Brasil).

bruno.couto@ifgoiano.edu.br.

Roberto Almeida Cunha-Filgueiras (GERPRO, Belo Horizonte, Brasil).

roberto@filgueiras.com.br.

Rosenaire Rezende de Souza (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil).

rrosenaire@yahoo.com.br.



RESUMO: As classificações de solos são utilizadas no agrupamento de materiais de características semelhantes, permitindo inferir sobre seu uso em diversas obras de engenharia. Dentre estas classificações, destacam-se o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS) (e a classificação para fins rodoviários (HRB)). Estas duas classificações apresentam diversas limitações quando aplicadas a solos tropicais, principalmente pelo ambiente de formação que proporciona a lixiviação de cátions importantes e a concentração de óxidos de ferro e alumínio, os quais aumentam sua resistência tornando-os promissores no uso de camadas de suporte para pavimentos rodoviários. Esta particularidade que levou alguns pesquisadores brasileiros a desenvolver uma metodologia específica, denominada classificação MCT). No entanto, trata-se de um método mais complexo, principalmente pelas etapas de preparo e execução dos ensaios que o compõe, fato que leva a elaboração de alguns trabalhos voltados para tentativa de estabelecer correlações ou tendências entre o sistema de classificação MCT com os tradicionais USCS e HRB. Considerando este contexto, o trabalho em questão aborda um estudo comparativo entre os sistemas tradicionais de classificação geotécnica e a Metodologia MCT para solos de diferentes regiões do país. Os resultados encontrados possibilitaram, primeiramente, verificar a correspondência entre as classificações USCS e HRB, de maneira que as amostras se incluíram nas faixas “mais provável” e “provável”. Comparando os resultados das três classificações utilizadas, verifica-se uma correspondência do grupo A-7-6, da metodologia HRB com os grupos NG', LA, e LG' do sistema MCT. Também foi possível verificar forte associação do grupo NS' com a classes SC da classificação USCS e A-6 do sistema. Ainda vale ressaltar que algumas das amostras classificadas como NA' apresentam tendência para o grupo CH, no sistema USCS e A-6, no sistema HRB.

PALAVRAS-CHAVE: Classificação Geotécnica, USCS, HRB, Metodologia MCT.

1 INTRODUÇÃO

As classificações geotécnicas de solos apresentam-se como ferramentas de grande utilidade, pois permitem o agrupamento de materiais de propriedades semelhantes, constituindo em aspecto fundamental para a elaboração de projetos (Silva, 2019). Isso ocorre devido ao fato de se utilizar o solo em diversas estruturas de engenharia, tais como: aterros, barragens, obras de contenção, rodovias, fundações e carregamentos de edificações, sendo necessário que o profissional compreenda sua constituição e características ao longo de toda a área de influência da obra. Desta forma frequentemente, a geotecnia tenta obter parâmetros necessários à identificação e estimativa do comportamento geotécnico.

No Brasil, as classificações mais difundidas correspondem ao USCS (Unified Soil Classification System) e ao HRB (Highway Research Board), ambos desenvolvidos em climas temperados e fundamentados na distribuição das partículas e nos limites de Atterberg, com finalidades de uso na pavimentação de demais estudos viários (Silva et al., 2010). A classificação unificada dos solos é mais apropriada a uma descrição de solos com finalidades e usos gerais, enquanto a classificação HRB é melhor aplicada em estudos vários e de pavimentação.

Apesar dos dois sistemas serem conhecidos por classificações tradicionais, apresentam limitações quando utilizados para solos tropicais. As restrições dos métodos tradicionais aos solos tropicais ocorre, principalmente, devido as diferenças existente entre a natureza da fração de argila e de areia dos solos de regiões tropicais devido ao intenso processo de intemperismo e lixiviação levando a concentração de óxidos de ferro e alumínio, processo este conhecido por laterização (Santos, 2006), dificultando a estimativa de comportamento dos solos lateríticos finos (Villibor e Nogami, 2009). Portanto, devido à incoerência entre os resultados obtidos pelas classificações tradicionais e seu comportamento geotécnico em campo nas regiões tropicais, viu-se a necessidade de desenvolver uma metodologia que representasse esse tipo de solo.

Na década de 80, Nogami e Villibor propuseram um novo sistema de classificação denominado MCT (miniatura, compactada, tropical). O sistema de classificação propõe dois grupos de solos, lateríticos e não lateríticos, subdivididos em sete subgrupos (Nogami & Villibor, 1995), baseado na utilização de corpos de prova em miniatura, permitindo avaliar propriedades como contração do solo, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração d'água, coesão e capacidade de suporte (Nogami & Villibor, 1981).

Devido ao sistema de classificação MCT ser mais complexo quando comparados aos sistemas de classificações tradicionais, USCS e HRB, há grande interesse em correlacionar os três sistemas. Nesta pesquisa, realizou-se o estudo comparativo entre as classificações citadas para 23 amostras, de diferentes locais do país, disponibilizadas pela empresa GERPRO Gerenciamento e Projeto S/C Ltda.

3 METODOLOGIA

3.1 CLASSIFICAÇÃO USCS E HRB

As amostras de solo utilizadas nesta pesquisa foram classificadas segundo o sistema USCS. Descrito pela norma americana D2488-69 (ASTM, 1980), que classifica os solos em grossos, finos e orgânicos. Para a análise de solos grossos, usa-se com maior ênfase as características granulométricas, já para a análise dos solos finos, dá-se maior ênfase às características dos limites de consistência. Cada tipo de solo é simbolizado por um par de letras no qual a primeira letra representar o tipo de solo e a segunda letra representa as características granulométricas e de plasticidade.

Já a classificação HRB (, descritas pela norma americana D3282-73 (ASTM, 1973), também desenvolvida em país de clima temperado, e classifica os solos em sete grupos (A-1 a A-7) em função da granulometria, limites de consistência e do índice do grupo. As amostras de solo utilizadas nesta pesquisa também foram classificadas segundo a HRB.

De forma a validar as classificações USCS e HRB das amostras utilizadas neste trabalho, procurou-se correlacionar as duas classificações conforme apresentado no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) e como indicado nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 – Interrelações entre USCS e HRB entre os solos da pesquisa

USCS	HRB		
	Mais provável	Possível	Possível, mas improvável
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
CL	A-6, A-7-6	A-6, A-7-5, A-4	-
CH	A-7-6	A-7-5	-

Tabela 2 – Interrelações entre HRB e USCS entre os solos da pesquisa

HRB	USCS		
	Mais provável	Possível	Possível, mas improvável
A-2-4	GM - SM	GC - SC	GW - GP - SW - SP
A-4	ML - OL	CL - SM - SC	GM - GC
A-6	CL	ML - OL - SC	GC - SM - GC - SC
A-7-6	CH - CL	ML - OL - SC	OH - MH - GC - GM - SM

3.2 CLASSIFICAÇÃO MCT

O sistema de classificação MCT tem a finalidade de melhorar a caracterização dos solos tropicais devido a incompatibilidades em relação aos sistemas tradicionais (USCS e HRB). O método desenvolvido por Nogami e Villibor (1981) separa os solos em dois grupos: Lateríticos e Não Lateríticos e se dividem nos seguintes subgrupos

- LA – Areias lateríticas;
- LA' – Solos arenosos lateríticos;
- LG' – Solos argilosos lateríticos;
- NA – Areias não lateríticas;
- NA' – Solos arenosos não lateríticos;
- NS' – Solos siltosos não lateríticos;
- LG' – Solos argilosos não lateríticos.

Houve então a classificação das amostras da pesquisa pelo método MCT, e com essas informações a comparação entre os três métodos. Posteriormente, comparou-se os resultados da pesquisa com as recomendações de (Nogami & Villibor, 1995).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS

A classificação das amostras segundo os três sistemas (USCS, HRB e MCT) são apresentadas na Tabela 3, logo a seguir.

Analisando os resultados das classificações USCS e HRB com as interrelações propostas no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), apresentadas nas tabelas 1 e 2, observou-se que todos os resultados encontrados estavam dentro das condições “Possíveis” e “Mais Prováveis” (Tabela 4) de forma que as correlações estabelecidas se aplicam para os materiais estudados. Salienta-se que é esperado que elas apresentassem resultados similares, uma vez que são fundamentadas nos mesmos ensaios: análise granulométrica e limites de consistência.

Por meio das tabelas anteriores, verifica-se que as classificações ‘mais prováveis’ se deram para amostras que apresentavam maior percentual de finos, principalmente pelo maior concentração da fração argila. Analogamente, nota-se que as amostras que se enquadraram na classificação ‘provável’ são em sua maioria constituídas de fração granular (basicamente SC e SC-SM), isto pode estar condicionado aos efeitos de agregação destes materiais, sendo necessário para tal a determinação da granulometria sem a adição de defloculante ou o emprego de técnicas de caracterização química com a fluorescência de raios x. No caso das amostras compostas por materiais finos, torna-se importante a caracterização de argilominerais presentes por meio de difração de raios x, visando avaliar condições de agregação e dispersão.

Tabela3 – Classificações das amostras de acordo com cada Sistema

Amostra	Classificações		
	USCS	HRB	MCT
1	CL	A-7-6	NG'
2	SC-SM	A-4	NA'
3	SC	A-4	NA'
4	SC	A-4	NA'
5	SC	A-4	NA'
6	SC-SM	A-2-4	NA'
7	SC-SM	A-4	NS'
8	SC	A-7-6	LA

9	CH	A-7-6	NA'
10	CL	A-6	NA'
11	CL	A-4	NA'
12	SC-SM	A-4	NS'
13	SC	A-6	NA'
14	SC	A-6	NS'
15	SC	A-6	NA'
16	CL	A-6	NA'
17	SC	A-4	NA'
18	SC-SM	A-4	NA'
19	CH	A-7-6	NA'
20	CL	A-6	NA'
21	SC	A-6	NA'
22	CL	A-4	NA'
23	CL	A-7-6	LG'

Tabela 4– Resultados da comparação entre USCS e HRB e vice-versa

		USCS / HRB	
		Possível	Mais provável
Amostras		2, 3, 4, 5, 7, 8, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 20, 21, 22	1, 6, 9, 19, 23
		HRB/USCS	
		Possível	Mais provável
Amostras		2, 3, 4, 5, 7, 8, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 21, 22	1, 6, 9, 10, 19, 20, 23

Continuando o estudo a Tabela 5 a seguir, apresenta os resultados das interrelações para cada amostra analisada na pesquisa entre os sistemas tradicionais e o sistema MCT de classificação.

Tabela 5– Correlação entre os sistemas de classificação tradicionais com o sistema MCT para as amostras de solos analisadas.

	MCT				
	LA	LG'	NA'	NG'	NS'
USCS	SC	CL	SC-SM, SC, CH, CL	CL	SC-SM, SC
HRB	A-7-6	A-7-6	A-4, A-2-4, A-7-6, A-6,	A-7-6	A-4, A-6

Ao considerar primeiramente USCS, observa-se que solos designados por CL foram enquadrados em três subgrupos diferentes da metodologia MCT (NA', NG' e LG'), de características completamente distintas, evidenciando que a natureza do argilomineral é determinante no comportamento do solo.

Solos granulares (SC, SC-SM) se enquadram nos subgrupos que não exibem características lateríticas (NA' e NS'), a exceção da amostra nº 11. Esta condição pode estar associada a uniformidade do material, no caso de solos arenoso torna-se importante a proporcionalidade entre os grãos, condição que pode favorecer um arranjo mais compacto durante o ensaio mini-MCV, modificando o comportamento laterítico do material.

Considerando a classificação HBR, têm-se que os solos classificados por A-4 e A-6 apresentaram características não lateríticas, resultando em classificação NA' e NS'. Ao comparar os solos A-7-6, é observado que o mesmo se enquadra em diferentes subgrupos da metodologia MCT, de maneira semelhante a classificação USCS, estes resultados podem ser reflexos das características do argilo mineral predominante, bem como de outras propriedades químicas, como a capacidade de troca catiônica ainda foi verificada a correspondência dos resultados as correlações propostas por Nogami e Villibor (1995), conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Correlação entre os sistemas de classificação tradicionais com o sistema MCT para (NOGAMI & VILLIBOR, 1995)

	MCT						
	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
USCS	SP SM	SM SC ML	SM CL ML MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
HRB	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5	A-2	A-2 A-4	A-7-6 A-7-5

Em relação a metodologia USCS, os solos CL não se enquadram nos subgrupos que exibem características argilosas (NG' e LG'), porém verifica-se que o materiais granulares (SC-SM e SC) são agregados em subgrupos que, apresentam características não lateríticas. Considerando o sistema HRB, o mesmo é verificado para solos granulares, porém quando analisamos os solos A-7-6, nota-se que o mesmo se enquadra apenas no subgrupo LG', evidenciando mais uma vez que a composição mineralógica é de grande importância na classificação de solos tropicais. Estes resultados também foram observados, de forma similar, por Silva et al. (2012) que contatou a contribuição de solos do grupo CL no agrupamento NA'.

5 CONCLUSÕES

Os resultados não apresentam correspondência com o determinado por Nogami e Villibor (1995), Considerando as inclusões referentes a classificação HRB, incluí-se nos grupos NG', LA, e LG' o grupo A-7-6 e nos grupos NA' e NS' o grupo A-6. Analisando as classificações USCS, icluí-se nos grupos NA', NG' e LG' o grupo CL, e os grupos NA' e NS' receberiam a contribuição dos seguintes grupos CH e SC, respectivamente.

É importante ressaltar que as três metodologias de classificação são distintas, formualdas a partir de solos produzidos em diferentes ambientes de formação e foram criadas com base em solos distintos (climas temperados, no caso dos sistemas USCS e HRB, e em solos do estado de São Paulo, no sistema MCT), e portanto ao comparar amostras de uma quarta região, é aceitável que haja contribuições às recomendações.

Os resultados são reflexo de um conjunto de apenas 23 amostras, de maneira que estudos são necessários a fim de determinar com maior precisão a associação entre a metodologia MCT e os sistemas convencionais de classificação de solos.

Além disso, torna-se interessante abordar, em estudos futuros, aspectos mineralógicos e químicos do solo e suas relações com sistemas usuais de classificação e da metodologia MCT.

REFERÊNCIAS

ASTM. (1990). Annual book of ASTM standards. Section 4: Construction, v. 04.08: Soil and Rock; dimension stone; geosynthetics. Philadelphia.

DNIT. (2006). Manual de Pavimentação. Publicação IPR - 791.2.ed. Rio de Janeiro: Ministério dos Transportes, Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

Nogami, J. S., & Villibor, D. F. (1981). Uma nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em Engenharia. COPPE/ UFRJ. Rio de Janeiro.

Nogami, J., & Villibor, D. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Editora Villibor. São Paulo.

Santos, E. F. Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo (Dissertação de Mestrado). 145 p. 2006.c

Silva, B. O. (2019). Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos na região metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários. Programa de Pós-graduação em Geotecnia da universidade Federal de Ouro Preto (Dissertação de Mestrado). 188 p.

Silva, S. F. Silva T. O. Pitanga H. N. Dias, L. S. (2012) Estudo Comparativo entre os sistemas tradicionais de classificações geotécnicas de solos e a classificação MCT. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos (Cobramseg). Anais Cobramseg.

Silva, T. O.; Carvalho, C. A. B.; Lima, D. C.; Calijuri, M. L.; Lani, J. L.; Oliveira, T. M. (2010) Sistemas de classificações geotécnicas de solos: estudo de caso aplicado à rodovia não pavimentada VCS 346, Viçosa – MG. Revista Árvore v. 34 (2), 313 -321 p.

Villibor, D. F.; Nogami, J. S. (2009) Pavimentos econômicos: tecnologia do uso de dos solos finos lateríticos. Editora Arte 7 Ciência. São Paulo – SP.

Capítulo 17

ANÁLISE DE AGRUPAMENTOS APLICADA À PARÂMETROS GEOMECÂNICOS COM VISTAS À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE MINA

[DOI: 10.37423/200500893](https://doi.org/10.37423/200500893)

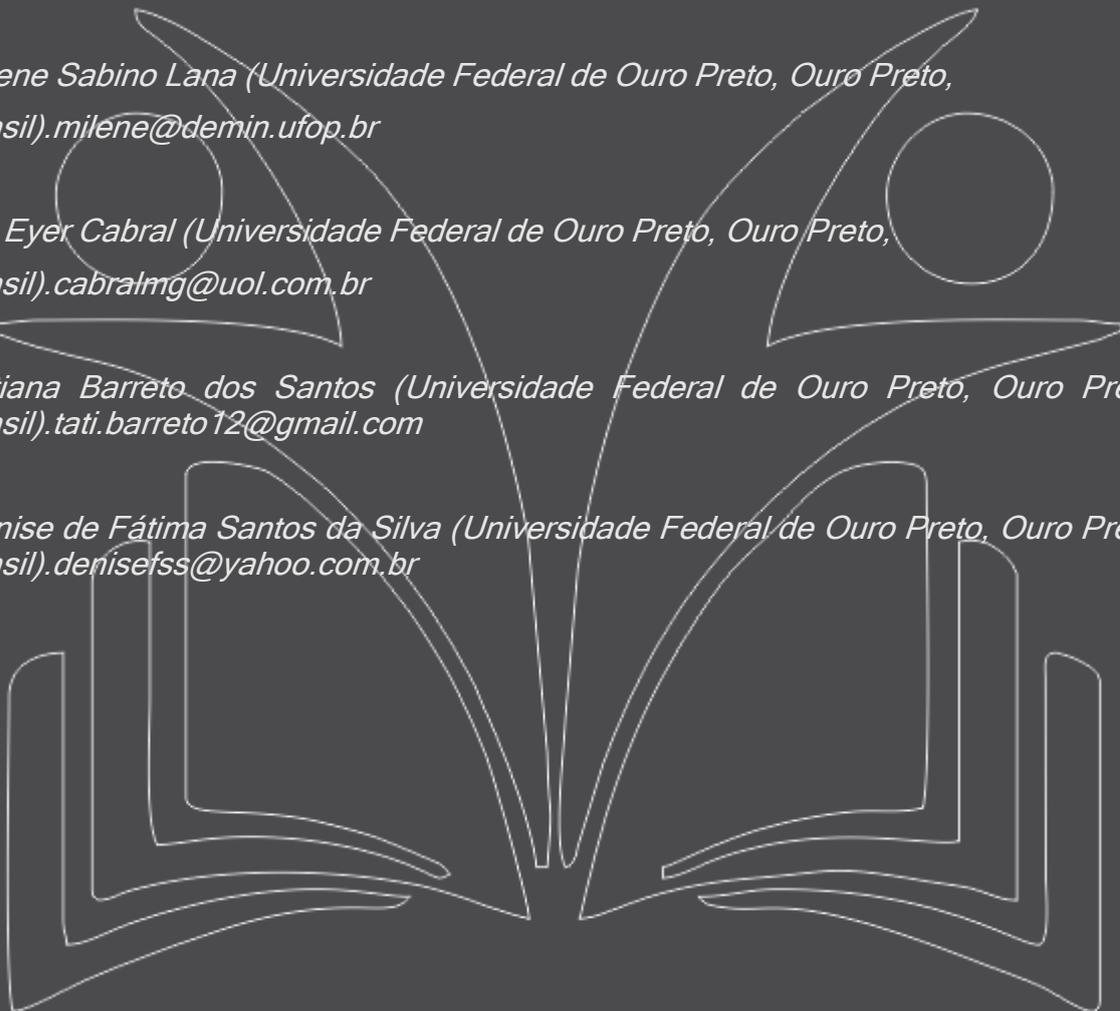
Allan Erlikhman Medeiros Santos (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). allanboni@hotmail.com

Milene Sabino Lana (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). milene@demin.ufop.br

Ivo Eyer Cabral (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). cabralmg@uol.com.br

Tatiana Barreto dos Santos (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). tati.barreto12@gmail.com

Denise de Fátima Santos da Silva (Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil). denisefss@yahoo.com.br



RESUMO: O trabalho apresenta a aplicação de uma técnica da análise estatística multivariada a um banco de dados geotécnico em taludes de mina com o objetivo de avaliar as condições de estabilidade dos mesmos. A técnica da análise estatística multivariada aplicada para esta pesquisa é a análise de agrupamentos (cluster analysis) que pode ser utilizada quando se deseja identificar as similaridades entre indivíduos definindo-os em grupos. Para o problema a ser analisado, as condições de estabilidade dos taludes de mina, o trabalho pode auxiliar na proposição de ferramentas de análise de risco e hierarquização dos taludes de mina. O banco de dados em estudo se trata de um levantamento de parâmetros geomecânicos de oitenta e quatro taludes operacionais no mundo inteiro, sendo cinco destes no Brasil. Este banco de dados foi estruturado em dezoito variáveis relacionadas ao ambiente de localização, qualidade da rocha, propriedades do maciço, tensões in-situ, condições hidráulicas, propriedades das descontinuidades, histórico de deslizamentos, método de construção e geometria da cava. Logo, cada talude apresenta valores relativos às dezoito variáveis relacionadas aos parâmetros citados anteriormente. Uma vez que nestes taludes são conhecidas as condições reais de estabilidade, registradas também no banco de dados, a aplicação da técnica de agrupamentos pode ser comparada com a situação real resultando em uma validação da técnica utilizada. A aplicação da análise de agrupamentos a este banco de dados permite identificar os taludes que são similares e assim estabelecer grupos de acordo com a similaridade com base nos valores das dezoito variáveis. Para a pesquisa os grupos seriam relacionados às condições de estabilidade, e os indivíduos que definiriam os grupos seriam os taludes. Na aplicação da técnica foram definidos dois grupos, que seriam os taludes estáveis e os taludes instáveis, a partir disso os resultados obtidos foram comparados com a real estabilidade dos taludes. Os resultados foram de 86,36% de acerto para os taludes instáveis e 90,00% de acerto para os talude estáveis. Estes resultados são representativos, pois dos 84 casos estudados, apenas 10 casos foram classificados de forma equivocada, o que representa cerca de 88% de acerto no total. Portanto as aplicações da análise de agrupamentos com o objetivo de avaliar condições de estabilidade de taludes se mostrou eficaz obtendo uma dispersão pequena em relação ao número de dados e variáveis utilizadas no estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes operacionais, análise multivariada, análise de agrupamentos, banco de dados geotecnico, hierarquização de taludes.

1 INTRODUÇÃO

A análise de agrupamentos, conhecida também como análise de conglomerados, é uma técnica estatística multivariada que consiste em agrupar amostras que são similares em um mesmo grupo. A similaridade é medida de acordo com os valores das variáveis das amostras, podendo ser medida de diversas formas a depender da natureza das variáveis em estudo.

A técnica de agrupamento pode ser útil para a análise de dados em muitas situações, como a redução da dimensão de um conjunto de dados, restringindo uma ampla gama de objetos à informação do centro do seu conjunto (Linden, 2009). Além de permitir a definição e caracterização de grupos que poderão ser pré-definidos ou definidos ao se analisar os resultados da técnica.

Para o presente trabalho a técnica é utilizada para estudo das condições de estabilidade dos taludes de um banco de dados universal, com o objetivo de agrupá-los segundo suas características (variáveis medidas). Os grupos são pré-definidos pois a informação sobre a estabilidade é conhecida, e o resultado do agrupamento é comparado com a situação real. Assim faz-se possível a validação do agrupamento a partir da porcentagem de acerto.

O banco de dados em estudo contém informações geotécnicas de 84 taludes. No total são 18 variáveis, além da classificação real do talude sobre a sua estabilidade, ou seja o banco de dados possui 1512 informações e 84 classificações de estabilidade. Estes dados foram coletados de trabalhos e estudos em taludes operacionais publicados no mundo todo, contendo taludes do Brasil, Canadá, Austrália, Iran, África do Sul, Espanha, Suécia, Estados Unidos e Nova Guiné. Nesse sentido o banco de dados se torna representativo e consistente para aplicação das técnicas estatísticas multivariadas. A Tabela 1, resume as características dos dados.

Tabela 1. Origem dos taludes do banco de dados. (modificada de Naghadehi, 2013).

Nome da mina	País	Casos
Sandsloot	África do Sul	6
Venetia	África do Sul	7
Cadia Hill	Austrália	5
Águas Claras	Brasil	5
Panda	Canadá	1
Chuquicamata	Chile	5
Escondida	Chile	7
Ujina	Chile	1
Aznalcollar	Espanha	5
La Yesa	Espanha	2
Esperanza	EUA	1
Betze-Post	EUA	4
Angooran	Iran	4
Chadormalou	Iran	5
Choghart	Iran	5
Gole-Gohar	Iran	4
Sarcheshmeh	Iran	4
Sungun	Iran	4
Ok Tedi	Nova Guiné	2
Aitik	Suécia	6

As variáveis selecionadas para o estudo são classificadas segundo Hudson (1992), que propôs uma atlas categórico de fatores gerais que afetam a estabilidade de taludes e encostas rochosas. As variáveis são tipo de rocha, precipitação, resistência da rocha intacta, RQD, alteração, regime tectônico, condições de água subterrânea, número de famílias de descontinuidade, persistência, espaçamento, orientação, abertura, rugosidade, preenchimento, altura do talude, ângulo do talude, método de desmonte e a presença de eventos de instabilidade no passado.

2 METODOLOGIA

2.1 MÉTODO DE CLASSIFICAÇÃO

Segundo Davis (1986) existem quatro tipos de método de classificação, sendo eles os métodos de partição, de origem arbitrária, de similaridade mútua e o hierárquico. Neste trabalho utilizaremos o método hierárquico que segundo Landim (2011) é um dos mais utilizados na geologia.

O método se inicia pelo cálculo dos coeficientes de similaridade do conjunto de dados original, ou seja, calcula-se os coeficientes de similaridade entre os 84 taludes, obtendo-se uma matriz de ordem 84. Criada a matriz de similaridade a partir do banco de dados original, o segundo passo é a seleção dos pares com mais alta similaridade, neste caso, tem-se a similaridade baseada na distância de Manhattan, logo quanto menor a distância entre os pontos, maior será a similaridade.

Assim, em cada passo os taludes com maior similaridade são agrupados, e os grupos com maior similaridade são arranjados até que seja alcançado o número de grupos almejado. O gráfico que apresenta esses agrupamentos é conhecido como dendograma, que apresentará as relações entre os grupos encontrados.

2.2 MEDIDA DE SIMILARIDADE

Como medida de similaridade foi utilizada a distância de Manhattan que está representada na Equação 1. Observa-se que se trata de uma equação genérica onde se adota $\lambda = 1$ para se obter a equação de similaridade pela distância de Manhattan.

$$d(X_i, X_k) = \left[\sum_{i=1}^p w_i |X_{i1} - X_{ik}|^\lambda \right]^{1/\lambda} \quad (1)$$

Para a Equação 1 tem-se o w_i como o peso de ponderação das variáveis. O número de observações, ou taludes, são denominados pelos índices l a k . Os índices i a p representam as variáveis do banco de dados.

2.3 TÉCNICA DE AGRUPAMENTO

As técnicas de agrupamentos mais utilizadas são a ligação simples, ligação completa, agrupamento pareado proporcionalmente ponderado, agrupamento pareado igualmente ponderado e o método pela variância mínima.

A metodologia aplicada utilizou a ligação completa, pelo fato de que a similaridade entre dois conglomerados é definida pelos elementos que são “menos semelhantes”, o que implica em um processo com mais restrição na seleção dos grupos direcionando aos melhores resultados.

2.4 Validação dos Resultados

A última etapa da metodologia aplicada foi a comparação dos resultados do agrupamento com a situação real dos taludes. Os taludes agrupados de maneira equivocada foram considerados como erro do agrupamento.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 ANÁLISE DO PROCESSO DE AGRUPAMENTOS

De acordo com a metodologia proposta, a análise de agrupamentos foi realizada, utilizando como medida de similaridade a distância de Manhattan, método de agrupamento hierárquico e por ligação completa.

A Tabela 2 apresenta os resultados de cada passo no agrupamento, se tratando de um agrupamento hierárquico, a análise começa com 84 clusters individualizados. No primeiro passo agrupa-se o primeiro par obtendo assim 83 clusters, com nível de similaridade de 95,29% com respectiva distância de 0,40. A medida que a distância aumenta, a similaridade tende a se reduzir, o que pode ser observado em cada passo subsequente.

Tabela 2. Processo de agrupamento

Passo	Número de clusters	Similaridade	Distância
1	83	95.29	0.40
2	82	92.94	0.60
3	81	91.76	0.70
4	80	91.76	0.70
5	79	91.76	0.70
6	78	91.76	0.70
7	77	90.59	0.80
8	76	89.41	0.90
9	75	88.24	1.00
10	74	87.06	1.10
11	73	87.06	1.10
12	72	87.06	1.10
13	71	87.06	1.10
14	70	85.88	1.20
15	69	85.88	1.20

16	68	84.71	1.30
17	67	83.53	1.40
18	66	83.53	1.40
19	65	83.53	1.40
20	64	83.53	1.40
21	63	82.35	1.50
22	62	82.35	1.50
23	61	82.35	1.50
24	60	82.35	1.50
25	59	82.35	1.50
26	58	81.18	1.60
27	57	81.18	1.60
28	56	80.00	1.70
29	55	78.82	1.80
30	54	78.82	1.80
31	53	78.82	1.80
32	52	78.82	1.80
33	51	78.82	1.80
34	50	77.65	1.90
35	49	77.65	1.90
36	48	76.47	2.00
37	47	76.47	2.00
38	46	75.29	2.10
39	45	74.12	2.20
40	44	74.12	2.20
41	43	74.12	2.20
42	42	74.12	2.20
43	41	72.94	2.30
44	40	72.94	2.30
45	39	71.76	2.40
46	38	71.76	2.40
47	37	70.59	2.50
48	36	70.59	2.50
49	35	69.41	2.60
50	34	69.41	2.60
51	33	69.41	2.60
52	32	67.06	2.80
53	31	67.06	2.80
54	30	65.88	2.90
55	29	64.71	3.00
56	28	63.53	3.10
57	27	62.35	3.20
58	26	62.35	3.20
59	25	61.18	3.30
60	24	60.00	3.40
61	23	60.00	3.40

62	22	58.82	3.50
63	21	57.65	3.60
64	20	56.47	3.70
65	19	52.94	4.00
66	18	52.94	4.00
67	17	52.94	4.00
68	16	47.06	4.50
69	15	47.06	4.50
70	14	47.06	4.50
71	13	44.71	4.70
72	12	43.53	4.80
73	11	43.53	4.80
74	10	43.53	4.80
75	9	42.35	4.90
76	8	41.18	5.00
77	7	36.47	5.40
78	6	28.24	6.10
79	5	25.88	6.30
80	4	23.53	6.50
81	3	20.00	6.80
82	2	14.12	7.30
83	1	0.00	8.50

A Tabela 3 apresenta os resultados dos números de observações em cada cluster, além das distâncias média e máxima dos centroides de cada cluster, pode-se concluir que os centroides apresentam valores similares, o que era esperado, pois o banco de dados apresenta o mesmo número de taludes estáveis e instáveis.

Tabela 3. Informações dos clusters

Cluster	Número de observações	Distância	
		Média do centroide	Máxima do centroide
1	44	0.98	1.20
2	40	0.94	1.24

3.2 DENDOGRAMA

O dendograma obtido, está apresentado na Figura 1. Observa-se os grupos que foram se formando ao longo do processo de agrupamento com suas respectivas similaridades.

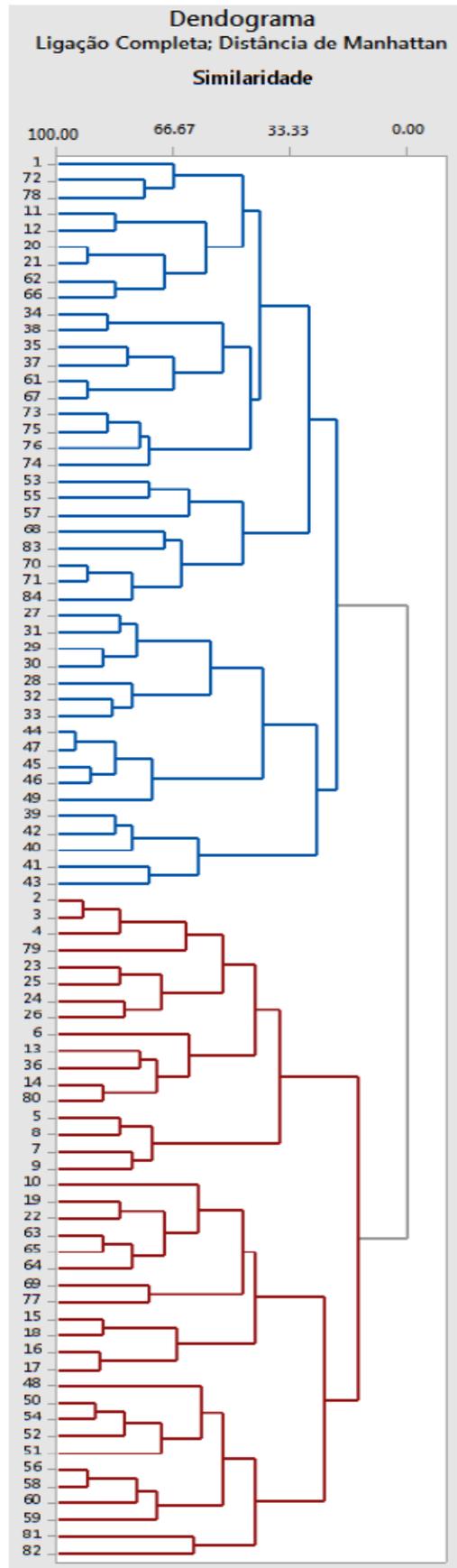


Figura 1. Dendograma para o Agrupamento dos Taludes.

Com os resultados obtidos do dendograma observou-se a frequência dos tipos de taludes que foram enquadrados em cada grupo e assim os dois grupos foram identificados. No dendograma o grupo azul foi denominado como o grupo dos taludes instáveis e o grupo vermelho como o grupo dos taludes estáveis.

3.3 COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS REAIS

Concluída a análise do dendograma é possível realizar a comparação da situação real e do grupo de cada talude, sendo que se o grupo corresponde a situação real o talude é classificado corretamente.

A Tabela 4 apresenta as relações descritas.

Tabela 4. Relação da condição real e do grupo de cada talude.

Obs.	Caso Real	Grupo	Obs.	Caso Real	Grupo
1	Instável	Instável	2	Estável	Estável
11	Instável	Instável	3	Estável	Estável
12	Instável	Instável	4	Estável	Estável
20	Instável	Instável	5	Estável	Estável
21	Instável	Instável	6	Estável	Estável
27	Instável	Instável	7	Estável	Estável
28	Estável	Instável	8	Estável	Estável
29	Instável	Instável	9	Estável	Estável
30	Instável	Instável	10	Estável	Estável
31	Instável	Instável	13	Instável	Estável
32	Estável	Instável	14	Estável	Estável
33	Estável	Instável	15	Estável	Estável
34	Instável	Instável	16	Estável	Estável
35	Instável	Instável	17	Estável	Estável
37	Instável	Instável	18	Estável	Estável
38	Instável	Instável	19	Estável	Estável
39	Estável	Instável	22	Estável	Estável
40	Estável	Instável	23	Estável	Estável
41	Instável	Instável	24	Estável	Estável
42	Estável	Instável	25	Instável	Estável
43	Instável	Instável	26	Estável	Estável
44	Instável	Instável	36	Estável	Estável
45	Instável	Instável	48	Estável	Estável
46	Instável	Instável	50	Estável	Estável
47	Instável	Instável	51	Estável	Estável
49	Instável	Instável	52	Estável	Estável
53	Instável	Instável	54	Estável	Estável
55	Instável	Instável	56	Estável	Estável
57	Instável	Instável	58	Estável	Estável
61	Instável	Instável	59	Estável	Estável
62	Instável	Instável	60	Estável	Estável

66	Instável	Instável	63	Estável	Estável
67	Instável	Instável	64	Estável	Estável
68	Instável	Instável	65	Estável	Estável
70	Instável	Instável	69	Estável	Estável
71	Instável	Instável	77	Estável	Estável
72	Instável	Instável	79	Estável	Estável
73	Instável	Instável	80	Instável	Estável
74	Instável	Instável	81	Estável	Estável
75	Instável	Instável	82	Instável	Estável
76	Instável	Instável			
78	Instável	Instável			
83	Instável	Instável			
84	Instável	Instável			

No grupo dos taludes estáveis a técnica de agrupamentos classificou um total de 40 taludes, sendo que apenas 4 taludes foram classificados erroneamente, ou seja 90% de acerto. Já no grupo dos taludes instáveis a técnica agrupou 44 taludes no total, com 6 taludes classificados erroneamente, ou seja a técnica apresentou 86% de acerto. A Tabela 5 apresenta um resumo dos resultados, em relação as classificações.

Tabela 5. Resumo dos resultados da técnica.

Situação Real	Agrupamentos	
	Estáveis	Instáveis
Estáveis	36	6
Instáveis	4	38
Total	40	44

Em todo o banco de dados a técnica agrupou 84 taludes, sendo 74 taludes agrupados corretamente e 10 taludes agrupados equivocadamente. Para um banco de dados de 18 variáveis para cada talude a técnica apresenta eficácia devido ao tamanho do banco de dados.

4. CONCLUSÃO

O banco de dados em estudo se trata de um banco de dados universal, contendo 84 casos de taludes no mundo inteiro, com cada talude apresentando 18 variáveis. Nesse contexto o banco de dados é representativo tanto em volume de dados quanto em varibilidade de tipos de taludes.

A técnica de agrupamentos aplicada ao banco de dados geotécnico se mostrou eficaz, respondendo através da variabilidade os diferentes estados dos taludes que estão no banco de dados, separando os em grupos, definidos em taludes estáveis e instáveis.

A técnica apresentou 90% e 86% de acerto nos agrupamentos para os taludes estáveis e instáveis, respectivamente. Para todo o banco de dados a técnica agrupou os 84 taludes, sendo 74 taludes agrupados corretamente e 10 taludes agrupados equivocadamente. Assim a aplicação da técnica se mostrou eficaz para o estudo proposto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio da FAPEMIG no desenvolvimento deste trabalho, pelas concessões de bolsas de pesquisa.

ACESSO AO BANCO DE DADOS

O banco de dados utilizado está disponível em <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2013.01.012>.

REFERÊNCIAS

- Davis, J.C. (1986) *Statistics and Data Analysis in Geology*, 3rd ed., New York, 656 p.
- Hudson, J.A. (1992). *Rock engineering systems, theory and practice*. Chichester: Ellis Horwood; 185 p.
- Landim, P.M.B. (2011). *Análise Estatística de Dados Geológicos Multivariados*, 1nd ed., São Paulo, p. 66-83.
- Linden, R. (2009). *Técnicas de Agrupamento*, Revista de Sistemas de Informação, FSMA, p. 18-36
- Mingoti, S.A. (2013). *Análise de Dados Através de Métodos de Estatística Multivariada*, 2nd ed., Belo Horizonte, p. 155-211.
- Naghadehi, M.Z. Jimenez, R. KhaloKakaie, R. Jalali, S.M.E. (2013). A new open-pit mine slope instability index defined using the improved rock engineering systems approach, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol. 61, p. 1-14.

Capítulo 18

ESTUDOS DE RETROANÁLISE PELO MÉTODO DE LOPES E
CORRELAÇÕES OBTIDAS DA LITERATURA TÉCNICA APLICADOS
A UM TALUDE RODOVIÁRIO: COMPARAÇÃO DE RESULTADOS
COM MÉTODOS ANALÍTICOS TRADICIONAIS.

[DOI: 10.37423/200500898](https://doi.org/10.37423/200500898)

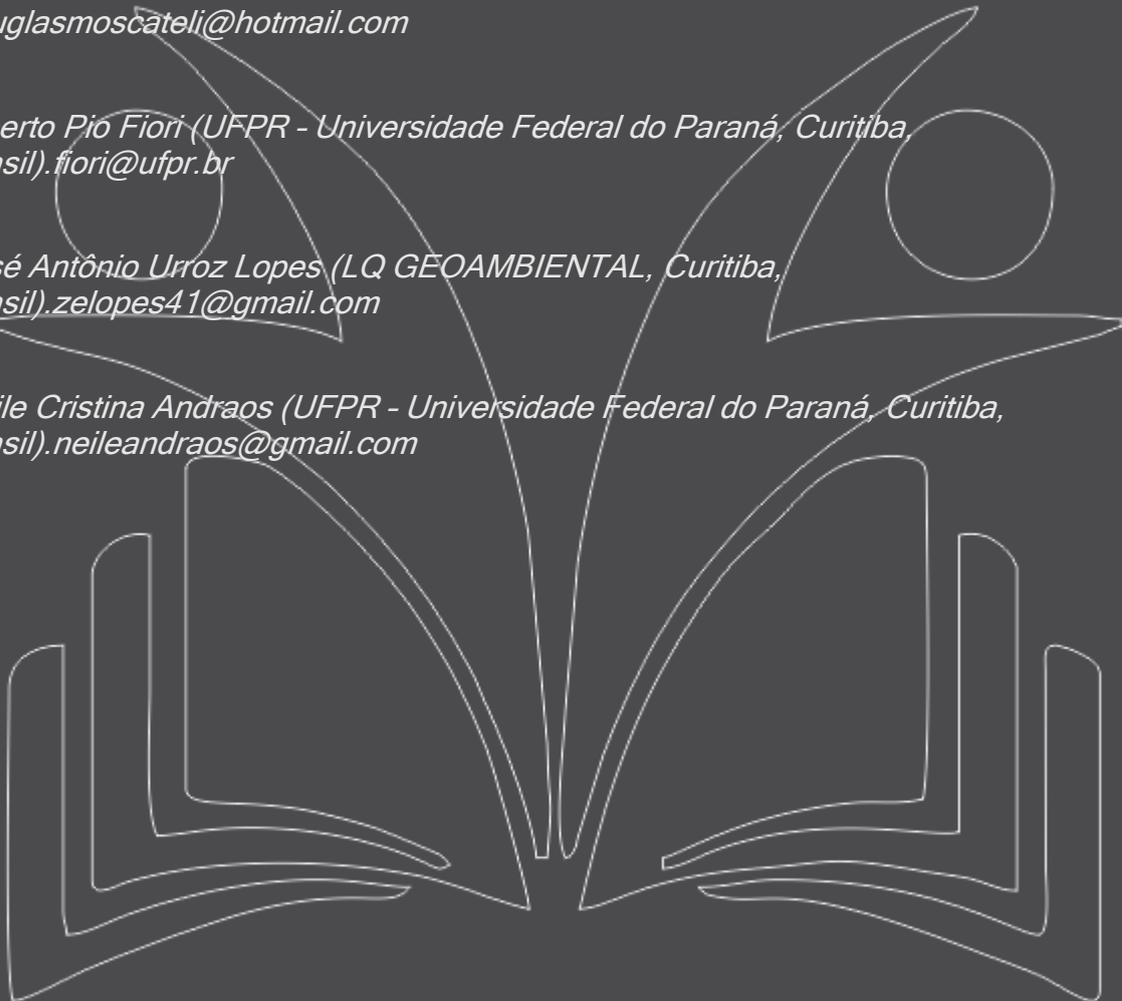
Douglas Correia Moscateli (UFPR - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil).

douglasmoscateli@hotmail.com

Alberto Pio Fiori (UFPR - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil).fiori@ufpr.br

José Antônio Urroz Lopes (LQ GEOAMBIENTAL, Curitiba, Brasil).zelopes41@gmail.com

Neile Cristina Andraos (UFPR - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil).neileandraos@gmail.com



RESUMO: Este artigo apresenta uma comparação entre os principais métodos de análise de estabilidade de taludes: Bishop, Spencer, Fellenius e o método teórico e prático de estabilidade de taludes naturais, através do método de regressão desenvolvido por Lopes (1981), que procura estimar a estabilidade de taludes artificiais, a partir do exame de cicatrizes de escorregamentos naturais. Utilizou-se como estudo de caso para esta pesquisa, um talude da rodovia PR 408 – km 19,8, localizado no município de Antonina-PR, cujos dados foram cedidos pela empresa ENGEMIN – Engenharia e Geologia Ltda. A ruptura deste talude resultou da ocorrência de fortes chuvas que atingiram a região entre os dias 10 e 11 de março de 2011, que ocasionaram problemas de instabilidades em encostas naturais e taludes de cortes e aterros, com interdição parcial do tráfego desta rodovia. Para os estudos foram realizados dois tipos de análises comparativas de estabilidade: no primeiro caso foram comparados os FS obtidos para o talude calculado utilizando-se os parâmetros de resistência avaliados pelo Método de Lopes com os obtidos utilizando-se esses mesmos parâmetros e os procedimentos dos métodos tradicionais, empregando-se o software GeoStudio – Slope/W; no segundo caso, a mesma comparação foi feita utilizando-se parâmetros de correlações constantes da literatura técnica. Os resultados demonstraram que é possível desenvolver o projeto de estabilização de um talude intercalando análises de diferentes cunhos: neste caso específico, intercalando as metodologias observacional e analítica, além de alimentar o modelo matemático com diferentes cenários através da retroanálise de escorregamentos.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Taludes, Método de Lopes, Retroanálise.

1 INTRODUÇÃO

Problemas relacionados à estabilização de taludes geralmente são casos que necessitam intervenções e reparações urgentes por parte dos engenheiros, visto que na maioria das vezes envolvem catástrofes naturais, devidos a chuvas, abalos sísmicos, etc., que ocasionam desastrosas consequências.

Segundo Gomes (2003), para a aplicação dos métodos de estabilidades em taludes, se faz necessário determinar os dados de entrada para a resolução do problema, ou seja, é necessário estabelecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos: a coesão (c) e o ângulo de atrito. Isso, independentemente das hipóteses simplificadoras adotadas por cada método.

Esses parâmetros podem ser obtidos através de ensaios de laboratório específicos (ensaio de cisalhamento direto e ensaios triaxiais), ensaios *in situ* e retroanálises de casos reais observados de rupturas.

Ocorre que a execução de ensaios de campo e laboratório em muitos casos não é possível de ser realizada devido aos custos e prazos envolvidos. Não bastasse isso, “[...] sérias ressalvas poderiam ser levantadas quanto à representatividade das amostras utilizadas e quanto à reprodutividade em laboratório, das condições naturais.” (LOPES, 1981).

Baseado nesse contexto, este trabalho busca ressaltar a importância das análises de estabilidade em taludes, e ainda, verificar a eficiência do cálculo aplicado no talude objeto deste artigo, metodologia a qual, foi adotada e desenvolvida por LOPES (1981) descrita e apresentada no 3º CBGE, em Itapema-SC e transcrita em FIORI & CARMIGIANI (2011).

1.1. MÉTODO DE LOPES PARA A DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES

O método de Lopes para o cálculo da estabilidade de taludes possui as vantagens de ser simplista, acessível, sem a necessidade de inúmeras ferramentas, e pela facilidade de operação.

Esse método foi desenvolvido, originalmente, com vistas ao estabelecimento da geometria de taludes de cortes em regiões geologicamente homogêneas, partindo-se da forma das cicatrizes de ruptura desenvolvidas naturalmente (isto é pela própria evolução do relevo) e ou pela execução de cortes para obras de engenharia.

A aplicação do método inicia-se por análises minuciosas da região de trabalho. Análises feitas através de levantamentos aerofotogramétricos, mapas, ou imagens adquiridas por recursos de softwares disponíveis, que foram bastante facilitadas com o avanço tecnológico de alguns anos para cá.

A análise destas imagens visa primordialmente detectar as cicatrizes de escorregamentos existentes. Com a técnica de identificação destas cicatrizes, é possível ainda, realizar mapeamentos quantitativos das áreas mais susceptíveis a escorregamentos.

Uma vez localizadas as cicatrizes, a partir das informações obtidas das curvas de nível oriundas de restituições aerofotográficas ou de levantamentos topográficos, traçam-se os perfis longitudinais principais dessas cicatrizes.

Após isto, pode ser selecionado e traçado o perfil de maior declividade, ou seja, o pior caso, a denominada curva envoltória, onde então se escolhem os possíveis ângulos de taludes nela inscritos.

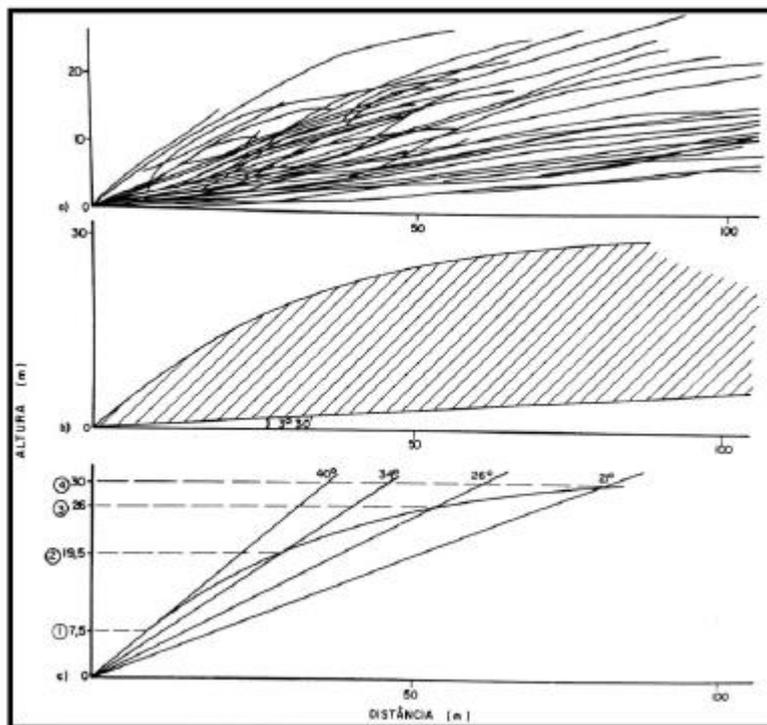


Figura 1 – Ângulos de taludes e curva envoltória. Fonte: LOPES (1981).

De acordo com Lopes (1981), a outra fase do estudo se resume a visita de campo. Visa obter características mais detalhadas dos locais das cicatrizes, o tipo de solo que constitui a vertente, condições hidrogeológicas, entre outros aspectos considerados característicos e importantes do local de estudo. Caso seja suficiente, apenas a observação feita por engenheiros e/ou geólogos no local

basta, caso contrário poderão ser realizados estudos mais completos como no presente caso, representados por sondagens.

O autor do método ainda se baseia em determinadas observações, estabelecendo as hipóteses de como se supõe terem ocorrido às rupturas: o grau de meteorização e pedogenização do material envolvido, a presença ou ausência e posição do lençol freático, e a probabilidade de ocorrência de fendas de tração e de seu preenchimento por água.

Depois de retornado do campo e identificada a hipótese provável da ruptura, ou seja, o motivo mais aparente pelo qual a vertente escorregou, Lopes parte dos estudos estabelecidos por Hoek (1970), o qual considera os dois tipos de rupturas mais frequentes para as vertentes, como superfícies de ruptura plana e circular.

Fiori e Carmigiani (2011) transcrevem as hipóteses-tipo propostas por Hoek (1970) para o caso de ruptura circular, que são apresentadas na Figura 2, configurando seis situações diferentes e formando, portanto nove combinações possíveis das funções X e Y.

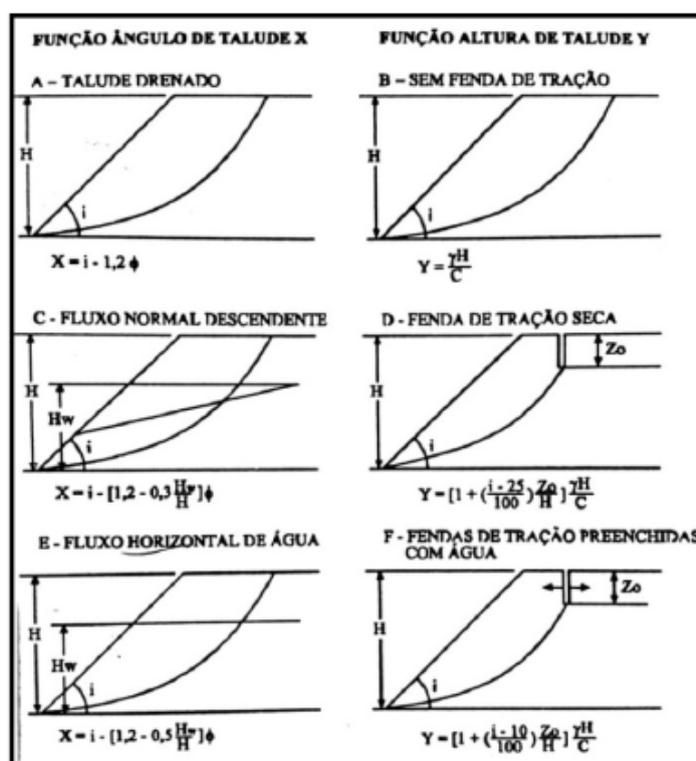


Figura 2 – Ábaco de Projeto de Ruptura Circular. Fonte: HOEK (1970) apud FIORI & CARMIGIANI, (2011).

A partir das observações de campo, compara-se-as às situações representadas na figura acima devendo-se então selecionar o par de equações X e Y mais adequado. Escolhidas as duas funções, substitui-se então os pares de valores altura/ângulo limite dos taludes escolhidos e estima-se o valor do peso específico do solo (γ_n), que irão permitir o estabelecimento de um certo número de equações numéricas possíveis. (LOPES, 1981).

Estas funções foram sendo ajustadas por tentativas, por Hoek, e seus resultados foram comparados com os obtidos utilizando-se os métodos tradicionais, até obter-se boa concordância. Com elas Hoek desenhou o ábaco, apresentado na Figura 3, que permite a verificação da condição de estabilidade de qualquer talude.

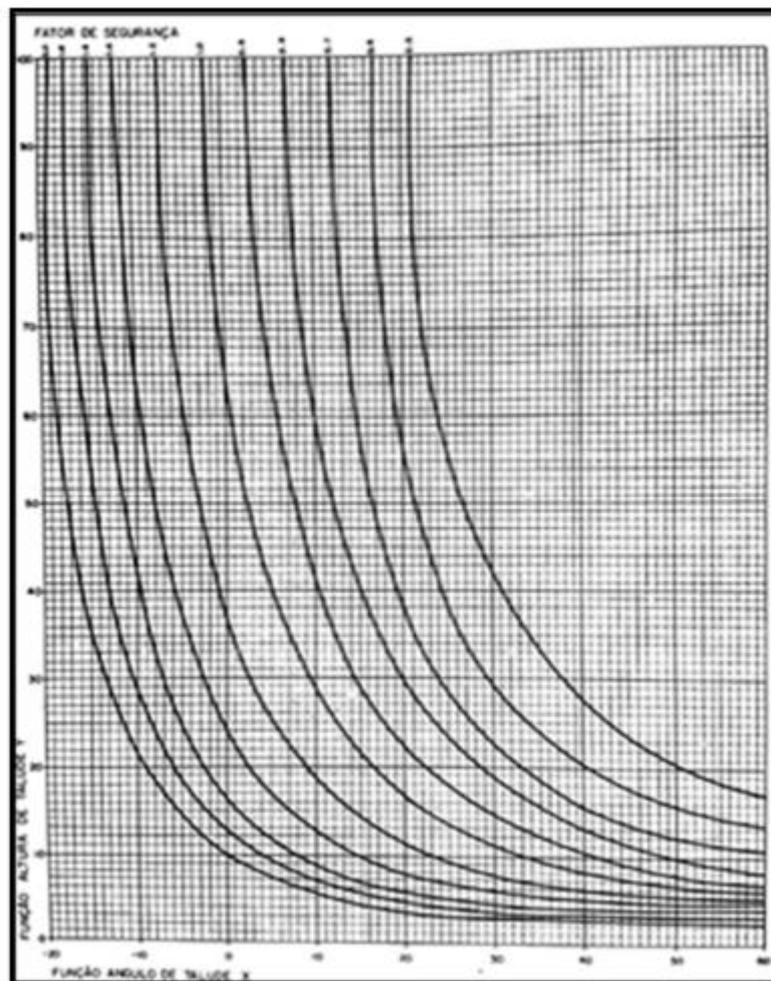


Figura 3 – Ábaco de Projeto de Ruptura Circular. Fonte: HOEK (1970) apud LOPES (1981).

2. ESTUDO DE CASO: TALUDE KM 19,8 (ANTONINA -PR)

2.1 ASPECTOS GERAIS DA ENCOSTA

O talude localiza-se na PR-408, entre os municípios de Morretes e Antonina, mais precisamente na cidade de Antonina, no km 19,8 da rodovia Deputado Miguel Bufara.



Figura 4 – Mapa geral da área de estudo. Fonte: GOOGLE EARTH (2016).

A região caracteriza-se como de clima do tipo Cfa, classificação de Wladimir Koeppen, com chuvas distribuídas durante o ano, sem estação seca, com verões quentes (temperatura média do mês mais quente acima de 22°C).

Para a visualização do regime pluviométrico da região foram obtidos gráficos a partir de dados diários dos Postos de Morretes/PR e de Antonina/PR, operados pela Agência Nacional de Águas - ANA e localizados em municípios próximos ao trecho em estudo.

Os dados pluviométricos obtidos apresentam precipitação média anual de 1.933,6 mm e 2.107,8 mm, distribuídos em cerca de 202 e 181 dias de chuva durante o ano para o posto de Morretes e Antonina, respectivamente (ENGEMIN, 2011).

2.2 HISTÓRICO DAS MOVIMENTAÇÕES

Face aos eventos pluviométricos extremos ocorridos entre os dias 10 e 11 de março de 2011, na região de Antonina e Morretes, o processo de ruptura da encosta em estudo ocasionou problemas de instabilidades em encostas naturais e taludes de cortes e aterros, com interdição parcial do tráfego da rodovia Deputado Miguel Bufara.

As duas imagens aéreas abaixo fornecem uma visão geral da situação da encosta antes dos escorregamentos e após as obras de conformação realizadas no local.



Figura 5 – Vista aérea da encosta antes dos escorregamentos. Fonte: GOOGLE EARTH (2011).



Figura 6 – Vista aérea da encosta já com as obras de retaludamento e drenagem realizadas.

Fonte: GOOGLE EARTH (2016).

O comportamento da ruptura apresentou feições diferentes em suas diferentes porções. A ruptura se estendeu por cerca de 260 m ao longo da rodovia, se distinguindo em três segmentos: o primeiro com ruptura remontante, cujo pé elevou a pista existente em cerca de dois metros e cujo topo se estendeu até cerca de 32,5 m de altura acima da pista e a cerca de 100 m de afastamento da mesma. O segundo a ruptura foi “normal”, isto é, sem soerguimento do pé e se elevou até 18 m acima do nível da pista,

com um afastamento máximo de cerca de 50 m. No terceiro e último segmento, as duas rupturas ocorrentes apresentaram-se menores: máximo 4 m de altura e 20 m de afastamento, unidas por uma trinca próxima à pista.

As Figuras 7 e 8 abaixo apresentam o registro das rupturas do segundo segment ocorridas na encosta.



Figura 7 – Ruptura “normal” no 2º segmento do talude. Fonte: ENGEMIN (2011).



Figura 8 – Ruptura “normal” no 2º segmento do talude. Fonte: ENGEMIN (2011).

2.3 CARACTERIZAÇÃO E ANÁLISE DO PERFIL GEOTÉCNICO

Com base nos estudos geotécnicos desenvolvidos no local, foi possível a identificação das características e classificação dos materiais ocorrentes no projeto, partindo de subsídios fornecidos pelos Estudos Geológicos para a definição do perfil geotécnico do local.

Cabe ressaltar, que os estudos geotécnicos ao qual o autor do presente artigo se refere e nos quais se baseou para os estudos deste trabalho, se remetem a dados e investigações realizadas antes da recomposição do talude, ou seja, antes das obras de retaludamento e drenagem da encosta rompida. A metodologia empregada no desenvolvimento dos estudos geotécnicos constou de uma inspeção de campo realizada pela equipe de geologia, e da execução de três furos de sondagens tipo SPT (NBR 6484:2001), satisfazendo às exigências mínimas para garantir o conhecimento das condições do subsolo.

As sondagens foram realizadas sobre as cicatrizes e o material remontante do deslizamento, e não sobre o corte do talude conformado. Também foram feitas somente no pé do escorregamento, devido à dificuldade e o risco de acesso ao local na época dos acontecimentos. Os dois primeiros furos: SP-02A e SP-02B atingiram o impenetrável em matacões, mas o terceiro, SP-02C, caracterizou melhor a estratigrafia do terreno, sendo interrompido em 13,70 m, no encontro com a rocha.

Os furos identificaram uma camada de aterro superficial, com média de 1,10 m de profundidade, composta por argila silto arenosa, de cor variegada e consistência mole, material este, que foi removido durante a execução do retaludamento. Praticamente em toda a área, juntamente com o material de escorregamento, ocorrem alguns matacões pequenos dispersos.

Abaixo deste material foram encontrados mais dois tipos de solos residuais: o primeiro de espessura variável de 2 a 6 metros, compost por silte argilo arenoso, de cor variegada e consistência média. O segundo, estendendo-se até o final das sondagens, em torno de 10 a 20 m de espessura, composto por silte muito arenoso e com pouca argila, de cor variegada e consistência dura.

O nível freático detectado nas sondagens, em torno de 0,70 m, na época dos escorregamentos, não é o mesmo que foi utilizado para as análises de estabilidade do presente trabalho. Para a interceptação e rebaixamento do lençol freático, de forma a impedir a deterioração progressiva do suporte do subleito, foram empregados drenos longitudinais profundos, portanto, o perfil da linha piezométrica foi adotado hipoteticamente, considerando que a linha freática encontra-se praticamente abaixo e

interceptando as linhas dos drenos, mas ainda assim, saturando boa parte da segunda camada de solo residual.

O perfil descrito acima está representado na Figura 11 abaixo, juntamente com a localização dos furos de sondagem SPT e a geometria da seção crítica.

Para o levantamento das cicatrizes do escorregamento e as informações das curvas de nível que descrevem as declividades da vertente, foram realizados levantamentos topográficos no local da ocorrência. Com estes, foram sobrepostos um a um os perfis das seções, e após isto, pode então ser selecionado e traçado o perfil de maior declividade, ou seja, o pior caso, a denominada curva envoltória, onde então se escolheram os possíveis ângulos de taludes nela inscritos e se realizaram os estudos de retroanálise.

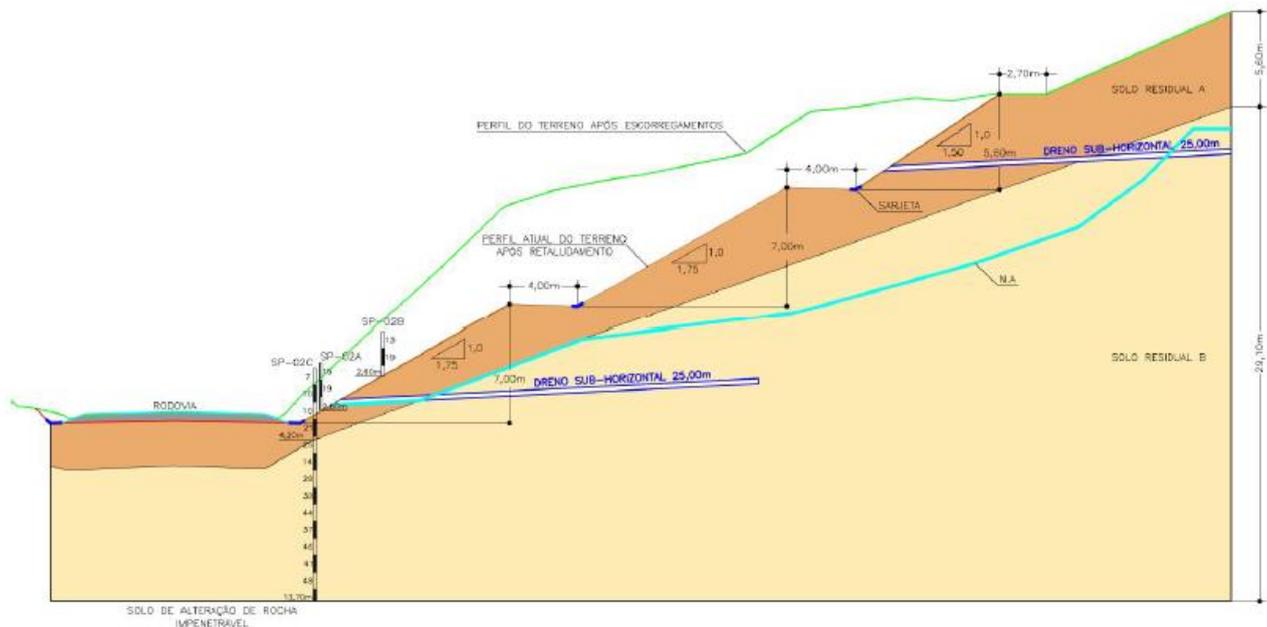


Figura 10: Perfil geotécnico e geometria da encosta em estudo.

2.4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Deve-se levar em consideração, que na época dos acontecimentos foram executados somente análises de campo e sondagens SPT para reconhecimento do subsolo, devido a se tratar de uma retroanálise como o método de estabilidade escolhido pelos técnicos responsáveis pelo projeto. Portanto, não foram executados ensaios do tipo: ensaio de cisalhamento direto, ensaios triaxiais ou demais ensaios que objetivam definir os parâmetros do solo de forma mais direta.

Em razão desse fato, e para suprir esta deficiência, foi adotada neste trabalho, uma estimativa dos parâmetros geotécnicos efetuada através de correlações entre o índice de resistência à penetração (NSPT) e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, disponíveis na literatura técnica.

Para a estimativa do ângulo de atrito do solo residual A e solo residual B, foi utilizada a correlação proposta por (TEIXEIRA, 1996, apud CINTRA et al., 2011):

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15^\circ \quad (1)$$

Com os valores do NSPT, também puderam ser estimados os valores de peso específico dos horizontes de solo, a partir de uma análise estatística de dados propostos por GODOY (1972) apud CINTRA et al., (2011).

Dell'Avanzi, E. e Silva, D. P. (2013), continuando o trabalho de Guizelini (2011), fez uma estimativa dos “[...] parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo residual proveniente de uma encosta localizada no município de Morretes/PR utilizando-se dois tipos de equipamentos de cisalhamento direto.”.

Portanto, baseado nesses estudos da literatura, foram estimados os valores para a coesão dos horizontes de solo A e B.

A Tabela 1 resume as características de cada camada de solo residual, com informações extraídas das sondagens SPT.

Tabela 1. Características geotécnicas do ensaio SPT.

Solo	Consistência	NSPT (médio)	N.A (camada)
SOLO A	Rijo	14	Drenado
SOLO B	Duro	34	Saturado

A Tabela 2 apresenta os parâmetros geotécnicos estimados e adotados para cada horizonte de solo com base nas correlações do NSPT e na literatura, citadas neste item.

Tabela 2. Resumo das estimativas dos parâmetros geotécnicos.

Solo	Coesão (kN/m ²)	Ângulo de atrito (graus ^o)	γ_n (kN/m ³)
SOLO A	25	31,7	19
SOLO B	29	36,0	21

3. METODOLOGIA

A seguir será descrita a metodologia empregada neste trabalho para a avaliação e comparação do fator de segurança pertencente a encosta em estudo.

Cabe ressaltar que a descrição dos dados e procedimentos descritos abaixo, referentes à metodologia proposta e aplicada por Lopes (1981) na encosta objeto deste estudo, foram obtidos por meio de relatórios e memoriais de cálculo fornecidos pela empresa Engemin Engenharia e Geologia Ltda.

3.1. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Com o objetivo de analisar o fator de segurança no qual a encosta se encontra, foi inicialmente modelada a geometria do talude no software GeoStudio – Slope/W, e então realizadas comparações com três métodos tradicionais: Morgenstern-Price, Fellenius e Bishop Simplificado, utilizando-se os parâmetros obtidos das correlações.

Feitas essas análises, partiu-se então para os estudos do Método de Lopes, feitos por meio de memoriais de cálculos da empresa Engemin, o qual foi aplicado para dimensionar os taludes de corte da encosta.

Foram analisadas diversas seções de cicatrizes de escorregamentos, levantadas pela topografia, através do método observacional e registradas as informações necessárias para a análise: inclinação e altura dos taludes limites inscritos na cicatriz crítica. A partir dessa análise foi possível obter as funções ângulo e altura para os taludes possíveis, numerados de 1 a 5. O peso específico do solo, estimado para os cálculos, foi de 18 kN/m^3 .

Obtidas as equações representativas do caso em questão, foi feita a substituição dos pares de valores altura/ângulo limite dos taludes escolhidos e estimado o valor de ϕ , que permitiram o estabelecimento de um determinado número de equações numéricas possíveis.

Dentro do intervalo de validade da variável ângulo de atrito, adotado segundo Hoek (1970), variando-se de 10° a 40° , e calculandose os valores da função X correspondentes, pôde-se, no gráfico de Hoek (Figura 3), sobre a curva $FS = 1$, considerando ruptura circular, determinar os correspondentes valores da função Y. Uma vez de posse dos valores dessa função, puderam-se calcular os valores de c que satisfaziam as condições impostas pelos taludes escolhidos na envoltória dos perfis das seções principais dos escorregamentos.

No instante seguinte, foram plotados em gráficos os valores dos diversos pares c/ϕ que poderiam atender às condições impostas por cada talude-limite e em verificar-se a região onde ocorreram intersecções entre dois ou mais deles, uma vez que nelas deveriam situar-se os pares que atenderiam às condições dos diversos taludes parciais.

Por ajustes sucessivos foi possível chegar-se ao par que melhor atende às condições impostas por todos os taludes, e que é aquele para o qual todos eles se aproximaram do $FS = 1$, valor do qual, também, se aproximou a média geral dos FS individuais de todos os taludes parciais escolhidos. Assim para a situação de ruptura, foi admitida como representativa a ruptura com fluxo normal descendente e adotados os valores dela obtidos: $\phi = 25^\circ$ e $c = 8 \text{ KN/m}^2$. Selecionados então os parâmetros tido como expressivos da ruptura, e utilizando-se ângulos de inclinação habituais em construção de cortes ($45^\circ = 1v:1h$; $34^\circ = 1v:1,5h$; $30^\circ = 1v:1,75h$; $27^\circ = 1v: 2h$ e $24^\circ = 1v:2,5h$), estabeleceram-se alturas máximas passíveis de serem construídas com essas inclinações e que, trabalhando a seco (isto é, utilizando sistemas de drenagem), mantivessem fatores de segurança de 1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4 e 1,5, respectivamente.

De acordo com Lopes (1981), esses fatores de segurança representam uma condição numericamente superior se comparada à condição que vigeu por ocasião da grande chuva de 10/11 de março. Assim sendo, considerou-se suficiente adotar um valor de segurança no entorno de 10% sobre essa condição, uma vez que valores mais elevados de FS , resultariam em taludes extremamente abatidos, até porque, numa condição mais agressiva do que a que foi usada como paradigma, de nada adiantariam taludes mais suaves, uma vez que, teoricamente as encostas deveriam colapsar antes dos taludes da obra.

4. RESULTADOS

O resultado das análises realizadas com os métodos tradicionais, utilizando-se os parâmetros obtidos das correlações da literature técnica, forneceu valores significativamente maiores do fator de segurança, em comparação com o Método de Lopes como mostra a Tabela 3 e, por outro lado, a mesma comparação utilizando os parâmetros do estudo de regressão apresenta valores muito próximos (Tabela 4).

Tabela 3. Comparativo entre os FS obtidos nos diferentes métodos de estabilidade considerados, utilizando-se os parâmetros do estudo de regressão para o método de Lopes e os obtidos de correlações nos outros métodos.

Método de Estabilidade	FS
Fellenius	2,13
Morgenstern-Price	2,28
Bishop S.	2,28
Lopes	1,10

Tabela 4. Comparativo entre os FS obtidos nos métodos de estabilidade considerados, utilizando-se em todos, os valores obtidos do estudo de regressão.

Método de Estabilidade	FS
Fellenius	1,15
Morgenstern-Price	1,24
Bishop S.	1,24
Lopes	1,10

5. CONCLUSÃO

Entre as conclusões passíveis de serem tiradas do trabalho enumera-se:

1. A utilização de métodos analíticos tradicionais e o método de Lopes leva a valores semelhantes (sempre algo menor) se utilizados os mesmos parâmetros;
2. A utilização do método de Lopes leva à obtenção de valores dos parâmetros de resistência sensivelmente menores que os obtidos das correlações utilizadas e, conseqüentemente, a valores de FS muito menores;
3. A metodologia utilizada no caso se apresenta eficaz na análise de estabilidade de taludes, sendo de simples e rápida aplicação;
4. Em comparação com métodos tradicionais, ressalta-se a vantagem de utilização de dados reais do talude, pois além de não depender de ensaios de campo ou laboratoriais que muitas vezes não são possíveis de serem realizados, (pois demandam custo e prazo) na definição de soluções e que no caso de escorregamentos de taludes, devem ser imediatas.

5. Há necessidade de testar-se (e isto será feito pelo autor) um comparativo entre os parâmetros obtidos do estudo de regressão efetuado com valores obtidos de ensaios canônicos de laboratório.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Engemin Engenharia e Geologia Ltda. pelo fornecimento dos dados aplicados neste trabalho, também ao Engenheiro Nelson Henrique Joly pelo auxílio na execução das modelagens de análise de estabilidade empregadas no software e ao MSc.

Geólogo José Antonio Urroz Lopes pelas suas sugestões e análises significativas.

REFERÊNCIAS

Cintra, J.; Aoki, N; Albiero, J. (2011). Fundações diretas: projeto geotécnico. São Paulo: Editora Oficina de textos, 140p.

Dell'Avanzi, E. e Silva, D. P. (2013). Estabilidade de Encostas - Considerações sobre a acurácia dos modelos de previsão da segurança. In: GeoSul 2013- IX Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Criciúma-SC, Brasil, 9p.

Engemin Engenharia e Geologia (2011). Relatório de Projeto - Ocorrências km 19,8. Pinhais-PR, 95p.

Fiori, A. P.; Carmigiani, L. (2011) Fundamento de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade de taludes. Curitiba: Editora UFPR, 500p.

Gomes, C. L. R. (2003). Retroanálise em Estabilidade de Taludes em Solo: Metodologia para Obtenção dos Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, Campinas, 146p.

Lopes, J. A. U. (1981). Algumas Considerações Sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais e Rochas Sedimentares Subhorizontais. In: CBGE (CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA E ENGENHARIA), 3th, 1981, Itapema-SC. Anais do 3º Congresso Brasileiro de Engenharia e Geologia. Itapema: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, v.3, p. 167-186.

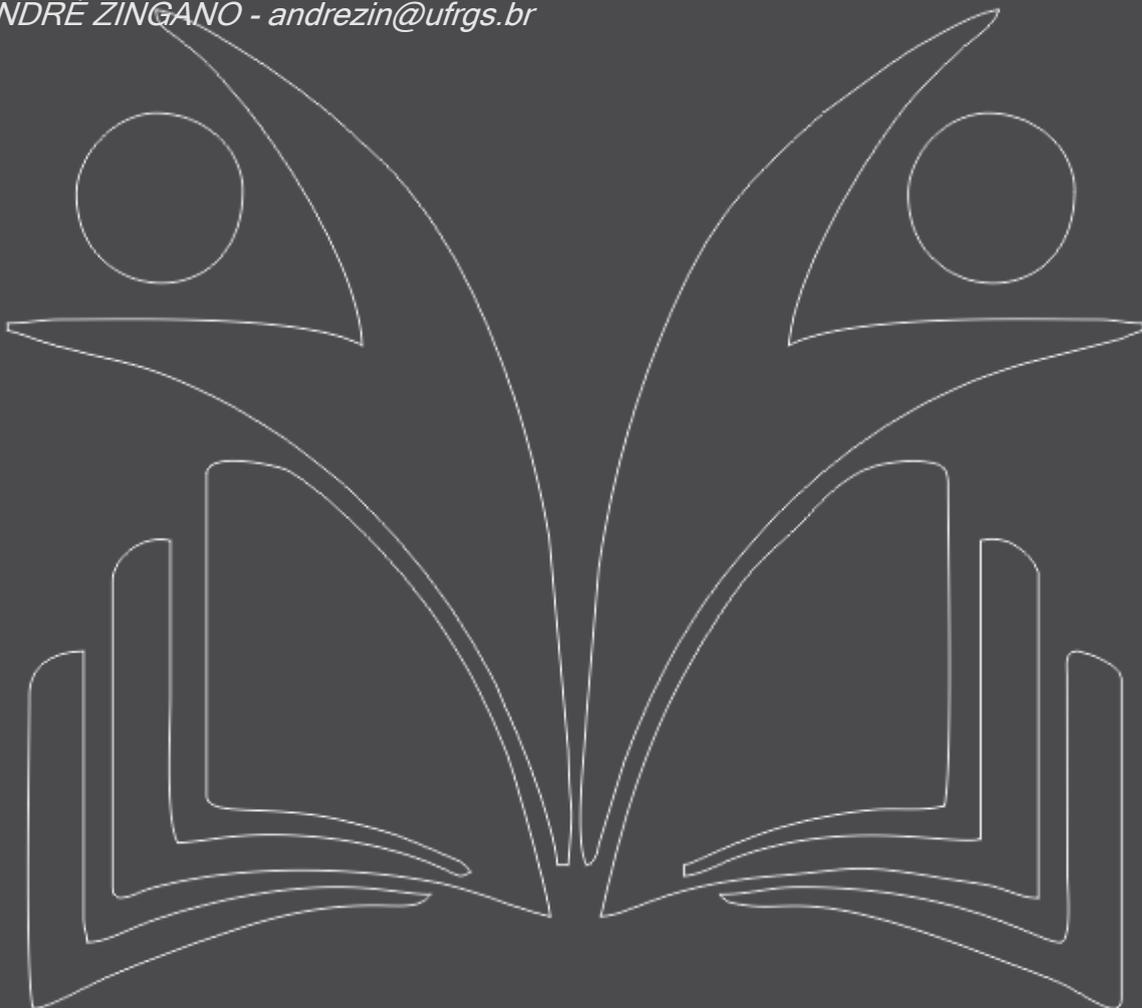
Capítulo 19

CARACTERIZAÇÃO DO BACKFILL CIMENTADO PARA A MINA AGUILAR

[DOI: 10.37423/200500903](https://doi.org/10.37423/200500903)

MARILIA ZENI - marilia.a.zeni@gmail.com

ANDRÉ ZINGANO - andrezin@ufrgs.br



ABSTRACT

Maximum extraction of an orebody is becoming crucial to make mining projects viable due to the continuous reduction of mineral resources, and the high cost involved in the construction of a mining structure. Therefore, in addition to the choice of the mining method, it is valuable to use additional recovery methods, such as pillar recovery. The aim of this study is to define a methodology to characterize the backfilling (cemented backfill) used in empty chambers that allows the subsequent recovery of adjacent pillars. The characterization of the backfill consists in determining its compressive strength required to a fill to resist the stresses involved in the pillar recovery process, as well as developing an optimal grain-size distribution for the aggregates, and finding the cement-water ratio needed to reach the desired strength. The methodology developed to obtain the new characterization is comprised of several steps which include field work and laboratory tests. Firstly, the cement content parameters and the grain size of the aggregates (already used at the filling manufacturing plant), as well as their corresponding strength, were obtained through analyses in the field work. Then, theoretical calculations of the cement content and optimal granulometric distribution were done based on the uniaxial compressive strength that has been found to resist the geomechanical requests from the bedrock. Then later, this theoretical characterization was tested using backfill specimens, followed by execution of compression tests. During the first stage of this methodology, it has been found a high proportion of clay particle size in the aggregates, which were affecting the strength results obtained from the characterization initially used. From this point, we decided to build the optimal granulometric curve without this fraction. The uniaxial compressive strength calculated as 2.69 MPa was obtained from the long-term planning that determines the full recovery of the existing pillars in the mine. Thus, the entire area to be mined was considered as a single block. Finally, the cement content has been found out as 4% by weight, which together with the optimal grain size results is able to achieve the expected strength values. In order to effectively fulfill the mine's production planning over the next years of its lifespan, the fill should ensure the mine local geomechanical stability at open stopes level, with vertical walls of stable backfill, and also global stability at the contacts between levels and access stopes. This will only be accomplished if the new characterization method is correctly applied.

KEYWORDS

Backfill, pillar recovery, grain-size distribution, uniaxial compressive strength.

INTRODUCTION

Several underground mining methods make use of temporary or permanent pillars as part of the mine support. Among them are the room and pillars methods, longhole, and sublevel stoping SME [1]. The usage of pillars in these methods aims to control the movements in the host rock within the region of influence of the mine.

A good pillar design must take a minimum size to reduce the amount of ore left behind on the pillars while complying with the safety requirements established in the project, and it must also consider other factors like, the strength properties and geological structures of the rock mass.

However, when the economic value of the ore left on the pillars is high (due its market price, its tonnage, or its mineral content, or when the mining yield from the orebody is low compared to its potential, due to its low self-sustainability), change the mining method and/or pillar recovery must be considered in order to recover the resources of the deposit, but the compromising safety requirements still taken into account. The backfilling is an artificial support method, which it will allow to recover the natural support structures left behind that it is got economic available ore content. Also, filling methods are applied when the host rock is soft or weak, and don't have self-support for long term.

Among the artificial support methods to maximize the orebody recovery, the backfilling method must be highlighted. It consists of filling with waste material the empty space caused by the excavations where it has been mined. Generally this waste material comes from the mine itself or from nearby areas. The backfill can act superficially, locally or in the whole mine structure, and it depends on the mining methods, type of rock mass deformation, and the mechanical properties of its composition Brady e Brown [2].

The aim of this study is to make a new characterization of the cemented backfill be used in the stopes of a polymetallic mine, thus allowing the subsequent recovery of adjacent pillars, in order to comply with the safety, operational, and financial requirements.

This work was developed in Aguilar mine, which belongs to Glencore International AG, which extracts and produces zinc, lead and silver in the province of Jujuy – Argentina. The Aguilar mine operates with a mining method known as Sublevel Stopping (transverse) [3]. The stopes were designed to have

adjacent pillars, and it is mined according to the demand (considering its content and tonnage), and also observing the geomechanical criteria for sequencing, thus avoiding the risk of collapses.

The Aguilar underground mine is currently composed of two distinct sections: a section called “Capa A” which has three sectors named as 15, 18 and Sub-18, and another section called “Pique Inferior”. The section that is targeted in this study is Capa A.

The total monthly production from Capa A is approximately 5,900 m³ of ore, while the monthly production of cemented backfill for Capa A is approximately 5,500 m³. It makes clear that this mine produces more empty spaces than it can fill, leaving a large portion of empty chambers in this section, which in the long term has caused large landslides and sectors in unstable conditions.

The backfill plant of Capa A section (Betonmac S.A.) was built in 2012, and its production capacity is 220 m³/day (considering two shifts of ten hours each). It has automatic or manual operation and requires three workers in the plant and two workers in the control of aggregates.

The process of backfill production starts by sieving the aggregates, where two grids are fed with waste from one of the mine dumps, selecting the fraction between 1½" and 3½" to be used on the backfill plant. Then, the sorted material is transported through the mine’s shaft for about 300 m underground to the backfill plant, which is located at level 13 in the Capa A section. The material is then sent by conveyor to the mixing drum, where an automatic balance controls the amount of material to be added for each batch.

At the same time, bags are filled up with 1,000 kg of cement from two bins located at the surface, and then they are transported by trolleys to the Capa A’s entry (equivalent to level zero). From there, a loader carries the cement bags to level 13 where the backfill plant is placed. The loader is able to carry three bags in each cycle. On the level 13, there is a small stock of cement bags. A hoist moves the bags to a smaller bin, which has a pipeline to the balance that adds the exact amount of cement to the mixture. In addition to cement and aggregates, water is added in a certain proportion, and after approximately 1.5 min inside the drum, the backfill is ready to use. It is then poured through the transport shaft to lower levels.

EXPERIMENTAL

The methodology for the backfill characterization used in Aguilar mine takes into account field survey and subsequent analysis of the laboratory tests. First, the dosage of water and cement used in the backfill was identified by visiting the backfill plant, questioning the personnel in charge of the plant, and monitoring the production process. Afterwards, aggregates used for the backfill production were collected on different days and used to obtain the granulometric curve.

The aggregates sampling was done in five random days, from August to October 2015, taking the samples directly from the conveyor belt. Then, a granulometric analysis was performed by sieving the sampled material, using the following mesh sizes: 88.90 mm, 50.80 mm, 12.70 mm, 6.35 mm, 4.76 mm, 0.60 mm. The mesh sizes were chosen based on the sieves available in the laboratory. All sorted material was weighed on an analytical balance, and based on these values, the grain-size distribution curves were plotted for each sample. To determine the clay content in the aggregates, four samples were submitted to the laboratory of chemical analysis where the clay fraction was separated with a #200 sieve (0.074 mm), following the Argentine standards of geotechnical studies CIRSOC 401 [4].

The backfill specimens used in the compression tests were made at the mine during the filling operation of the stopes. The material was sampled directly from the loader's bucket before being disposed into the chamber. Then, four specimens were prepared, and they were tested after 7, 14, 21, and 28 days. The mean for the compression tests results was taken for each curing time, i.e., the average strength for 7, 14, 21, and 28 days. In addition, the information previously collected in the field allowed to observe the causes for the results obtained in the laboratory.

The uniaxial compressive strength required for the section Capa A was calculated using the Mitchell's stability method Mitchell [5] through Equation 1.

$$UCS = (F * B * \gamma_b) / (1 + B/H) \quad (1)$$

where UCS is the uniaxial compressive strength, F is the safety factor, γ_b is the bulk density of the aggregates, B is the block width, and H is the block height. We consider the whole section as a single block because the pillar recovery project goes through the entire Capa A section, i. e., at the end of the mine, the whole section will be backfilled. The dimensions of this section were obtained using the AutoCAD software.

In order to obtain the optimal granulometric curve for the backfill in the Capa A section, a field investigation was first performed to determine the maximum particle size present in the aggregates. This information was compared with the granulometric tests made in the first stage of the research. From this data, the granulometric curve was constructed using the Equation 2 Potvin et al. [6].

$$P = 100 (d/d_{\max})^{0.5} \quad (2)$$

Where d is the particle size in mm, d_{\max} is the maximum particle size also in mm, and P is the percentage of aggregates smaller than d .

The particle size values used for the calculation were the same as the sieves' opening sizes used in the granulometric tests in the first stage, in order to be able to later perform the same granulometric test, and confirm the granulometric curve.

The cement content was determined using the Equation 3, CRRP [7].

$$UCS = 27 (c/n)^{1.57} \quad (3)$$

Where UCS is the unconfined compressive strength, c is the cement content, and n is the porosity of the aggregates, obtained from Potvin et al. [6].

The last research stage was to confirm in laboratory if the new theoretically calculated characteristics of the backfill would meet the calculated values for compression strength. For this step, aggregates were collected from the backfill plant and sorted according to the mesh sizes of 88.90 mm, 50.80 mm, 12.70 mm, 6.35 mm, 4.76 mm, 0.60 mm. To these, another sieve of 74 μ m (# 200) was added in order to remove the clay fraction from the aggregates.

The decision to remove the clay fraction was taken after a visual inspection of the aggregates, since this fraction could be affecting the quality of the backfill, and consequently, its strength Quesnel [8]. Having the aggregates sorted out and the optimal granulometric curve ready, 40 backfill specimens were prepared according to ASTM C 31/C 31M Standard [9]. The specimens have 30 cm in height and 15 cm in diameter.

After reaching the predefined curing time, the specimens received a header (a graphite-sulfur mixture was melted and poured into a mold where the specimens were positioned). This header was necessary to provide a flat and parallel base for the cylinders. After about two minutes, the header was solidified and the specimens were ready for testing. The compression test was carried out in a hydraulic press (Cosacon) of 100 kN capacity, without load control. The maximum applied force (when the specimen breaks) was showed in an analog gauge and registered in a spreadsheet. Figure 1 shows a specimen inside the hydraulic press ready for the compression test.

RESULTS

In the field work, it has been identified that the cement content in the backfill is 5% and that the water/cement ratio currently applied is 1:1. Both the amount of cement and the amount of water are quite reasonable and commonly used in other mines, according to Potvin et al. [5]. Although the water/cement ratio is not that the theory recommends, it should be 0.8:1. It is not an inconvenience, since this ratio is commonly used, achieving reasonable strength values.



Figure 1 - Backfill specimen ready for testing in the hydraulic press

After sieving and weighing the sampled aggregates at the backfill plant, the granulometric curves were plotted (Figure 2). It can be noticed that a greater variability in the grain size occurs in the portion smaller than 50 mm, although some of the curves do not show this trend.

Afterwards, a visual inspection on the aggregate material indicated that it could have a large clay content. So it was decided to test the clay content in the samples, resulting in an average of clay content of 1.82% by weight, which is fairly representative, taking into account that the cement amount in the backfill is low. The clay present in the aggregates prevents the formation of the cement film that joins the particles, which reduces the backfill strength Potvin et al. [6]. Therefore, the clay content must be removed from the aggregate material by washing process the aggregate.

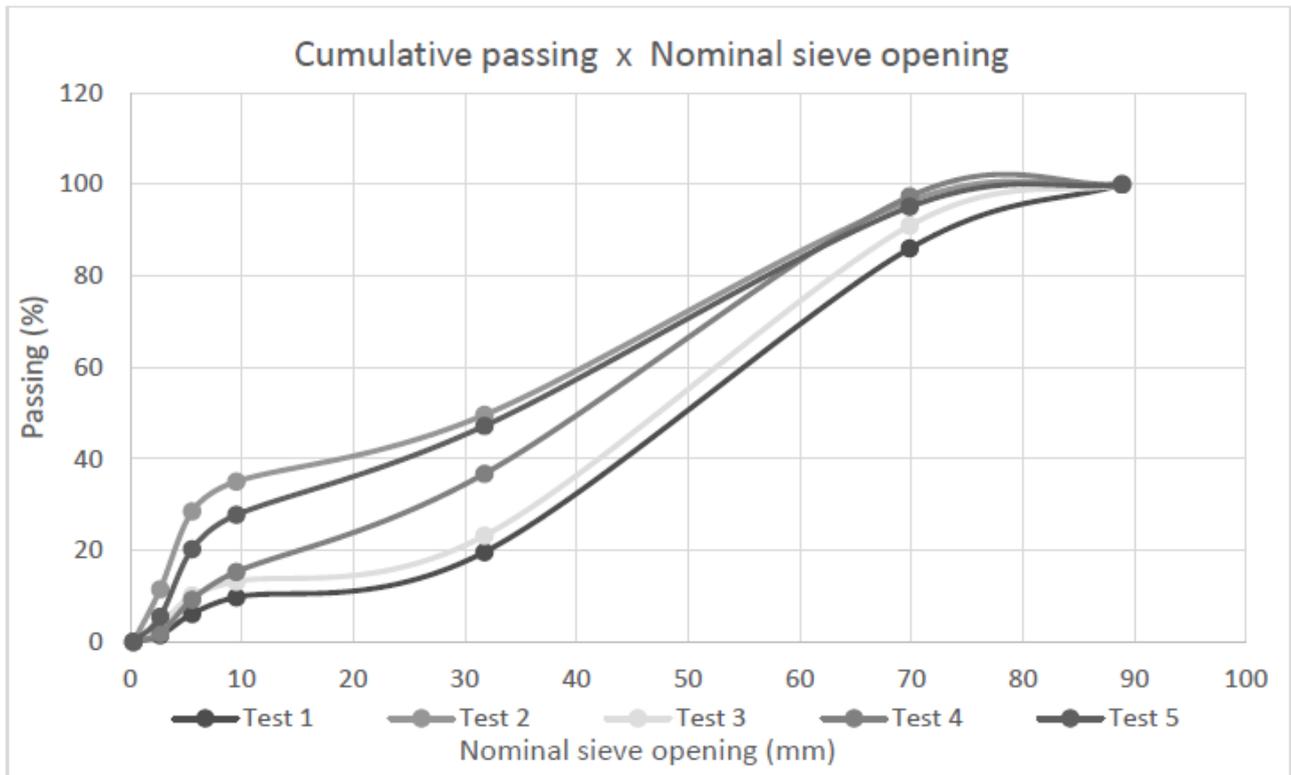


Figure 2 - Granulometric curves for the aggregates utilized in the backfill

A total of 92 backfill specimens, containing 5% of cement, water/cement ratio of 1:1, and variable granulometry according to the curves showed in Figure 2, were prepared and tested between May and September 2015. The average strength results for different curing times are shown in Table 1.

Table 1 - Average results of compression tests for different curing times

	7 days	14 days	21 days	28 days
Average strength (MPa)	1.42	1.36	1.60	1.85

The average strength results are not so low, but due to the high variability in the particle sizes, several specimens broke even before they were tested, which represents a low-quality fill. The variance for the 28 days of curing time is 8.74, confirming the high variability of the results, since a standard deviation of 2.96 is a large spread in the strength results, as well as the coefficient of variation (160%) also demonstrates the high heterogeneity of the results at 28 days.

Figure 3 shows the scatter plot of compressive strength against curing time, for all specimens. 20 out of 92 specimens could not be tested because they broke after demolding or during transportation.

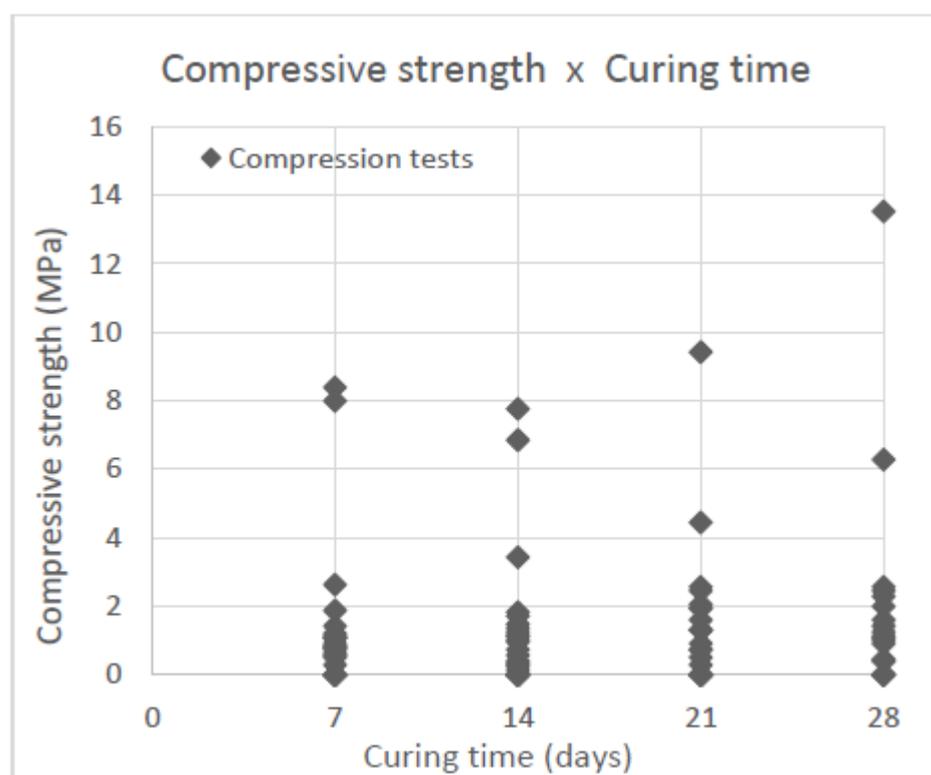


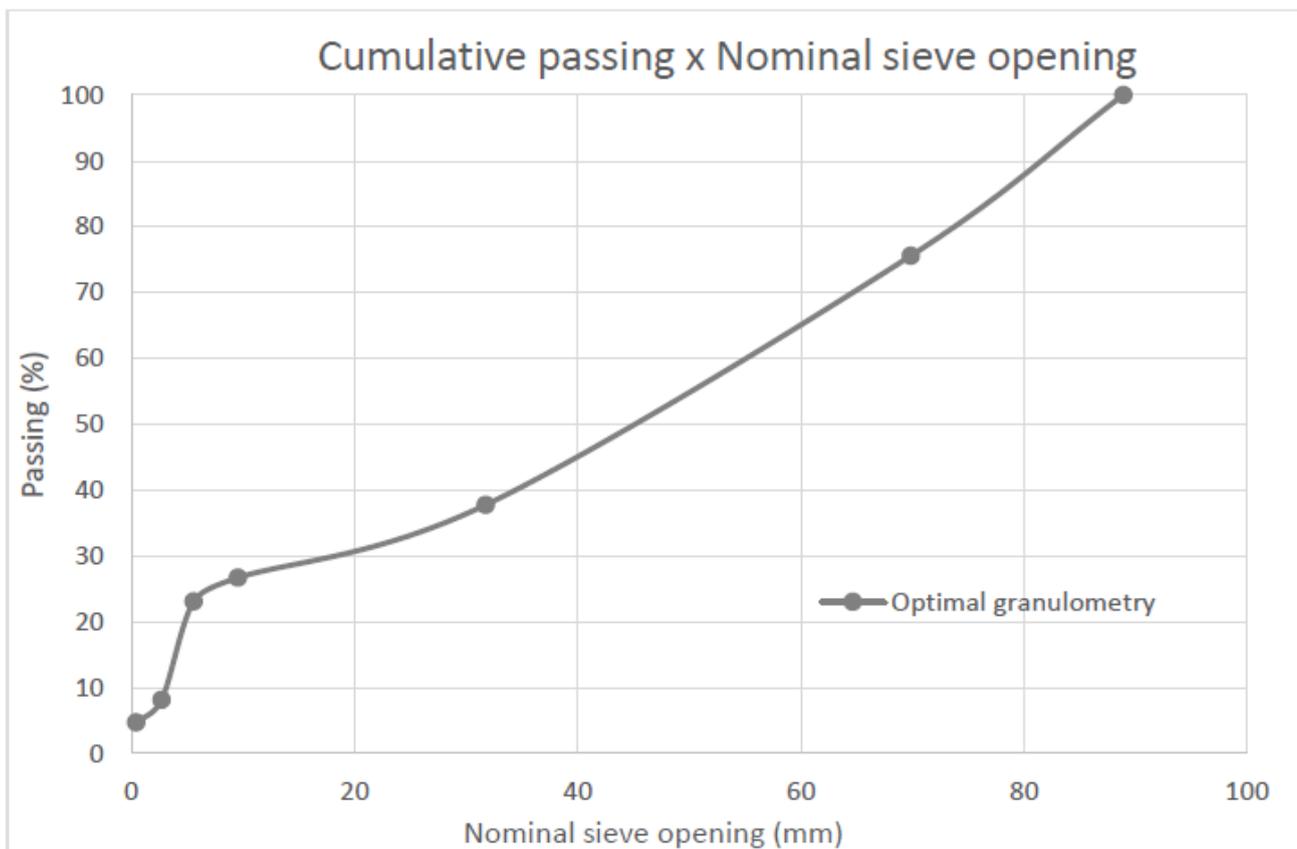
Figure 3 – Scatter plot of the compressive strength against curing time

The required strength for the backfill was calculated using the following parameters: block width, $B = 330$ m; block height, $H = 220$ m; bulk density, $\gamma_b = 1.6$ t/m³; safety factor, $F = 1.3$. The bulk density was provided by the company and the safety factor is the usual value adopted in the project. Using these parameters in the Equation 1, the required compressive strength is 274.56 t/m² or 2.69 MPa. This result indicates that the backfill characterization needs improvements since the strength for the backfill currently produced is 1.85 MPa. This is a significant difference, and this material probably would not provide the stability required for operation.

The optimal granulometry for the backfill aggregates produced in Aguilar mine is presented in Table 2, and the respective optimal size distribution curve is shown in Figure 4.

Table 2 - Optimal granulometry for the backfill aggregates

Opening size (mm)		Nominal size (mm)	Passing (%)
mesh (-)	mesh (+)		
-	88.90	88.90	100.0
88.90	50.80	69.85	75.6
50.80	12.70	31.75	37.8
12.70	6.35	9.53	26.7
6.35	4.76	5.56	23.1
4.76	0.60	2.68	8.2
0.60	0.074	0.33	2.9



Comparing the granulometric curves obtained in the first stage of this study (Figure 2) and the optimal granulometric curve (Figure 4), it is clear that besides the aggregate not having a constant size distribution, they are also not close to the optimal curve theoretically determined.

Using the Equation 3, and considering a porosity $n = 0.22$, the cement content required to reach the compressive strength of 2.69 MPa is 4% by weight. At the same time, the clay material size was washed from aggregate.

Finally, 40 specimens were made with the new characterization, and the average results for the compression tests are presented in Table 3. For the samples with 28 days, the results' variance is 0.06, which represents a great uniformity in the strength values, which is also reflected by the standard deviation (0.25) and in the coefficient of variation (9.19%). Therefore, the strength and granulometry obtained using 4% of cement content are quite satisfactory. Figure 4 - Optimal granulometric curve for the backfill aggregates.

Table 3 - Average results for the compression tests for different curing times

	7 days	14 days	21 days	28 days
Average strength (MPa)	1.03	1.50	2.24	2.72

Figure 5 shows the scatter plot of compressive strength against curing time for all specimens with the new characterization. A lower dispersion for each curing time is now evident, which could be expected due to the variance result.

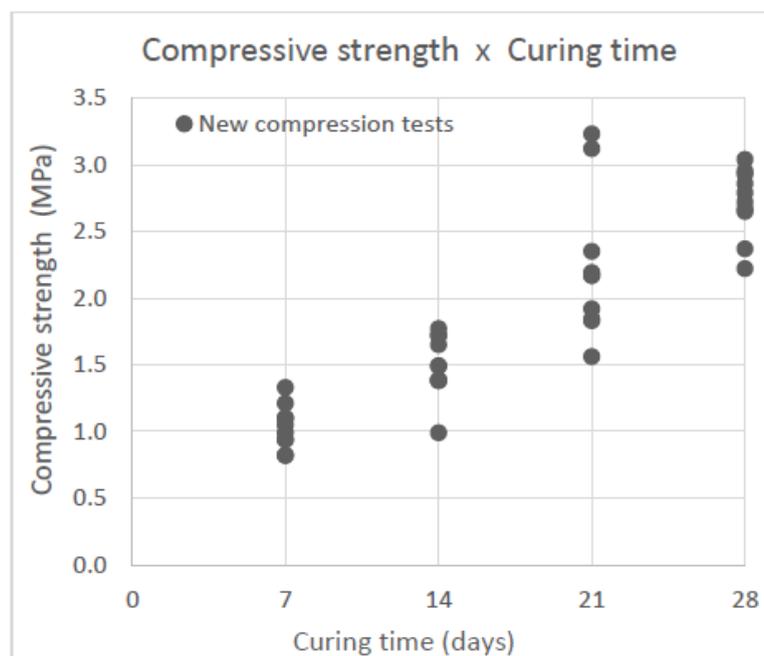


Figure 5 - Scatter plot of the compressive strength against curing time using the new characterization

CONCLUSIONS

It is evident that the current characterization of the backfill produced in Aguilar mine is not in accordance with the strength requirements. It occurs because there is no adequate granulometric control of the aggregates used in the backfill. The proportion of clay in the aggregates is quite high (1.82% on average), and even if the cement content is increased, this problem is not fixed. The only way to improve these results is primarily removing the clay fraction from the aggregates to allow the cement to properly adhere to them, and also controlling their size distribution to be as close as possible to the optimal granulometric curve.

The maximum strength of the backfill currently produced in Aguilar is 1.85 MPa (28 days of curing time and using 5% of cement content). Reducing the cement content to 4%, removing the clay fraction and controlling the grain size distribution according to the optimal granulometric curve, made possible to achieve 2.72 MPa of compressive strength, as verified in the compression tests with the backfill specimens.

As explained above, to make possible the recovery of all pillars, the minimum backfill strength should be 2.69 MPa, so the grain size control is urgent because the backfill currently produced do not comply with the geomechanical requests in the mine.

The methodology presented in this study was developed specially to improve the results obtained for the backfill, striving for geomechanical stability of the mine, which is closely related to the operational security, and also for the best use of the orebody. The same methodology should be applied when changing the room sizes and/or mine, doing a new determination of the required backfill strength.

This study will continue with the backfill implementation, and in-situ monitoring of the loads on the rock pillars, in order to measure the stress variation in the pillars during the filling and recovery operations. With this monitoring, it will be possible to simulate the pillars' behavior elsewhere in the mine, favoring the mine planning.

REFERENCES

- [1] Society for Mining, Metallurgy, and Exploration Inc. (2011). SME Mining Engineering Handbook. (3rd ed.). USA.
- [2] Brady, B. H. G., & Brown, E. T (2005). Rock Mechanics for Underground Mining. (3rd ed.). USA: Springer Science.

- [3] Bullock, R. & Hustrulid, W. (2001). *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*. Society for Mining, Metallurgy and Exploration: Littleton, Colorado.
- [3] Research Center of National Security Regulations for Civil Works CIRSOC 401 (2006). *Argentine Regulations Geotechnical Studies* (1st ed.). Argentina
- [4] Mitchell, R. J. (1983). *Earth Structures Engineering*. (1st ed.). Winchester, USA: Allen Unwin Inc.
- [5] Potvin Y., Thomas E. & Fourie A. (2005). *Handbook on Mine Fill* (1st ed.). Australian Centre of Geomechanics, WA, Australia.
- [6] Camiro Mining Division (1995). *Canadian Rockburst Research Program*. Mining Research Directorate, Canada.
- [7] Quesnel, W. J. F., Deruiter, H., & Pervik, A. (1989). *The Assessment of Cemented Rock Fill for Regional and Local Support in a Rockburst Environment*. Proceedings of the 4th International Symposium on Mining with Backfill, Montreal, October 1989, pp.217-224.
- [8] Association for Testing Materials (2003). *ASTM C 31/C 31M: Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*. Pennsylvania, USA.

Capítulo 20

ESTUDO DAS ALTERAÇÕES DA PERMEABILIDADE EM ROCHAS CARBONÁTICAS SINTÉTICAS SUBMETIDAS À INJEÇÃO DE FLUIDOS REATIVOS

[DOI: 10.37423/200500908](https://doi.org/10.37423/200500908)

Aline Dantas de Oliveira (UFPE, Recife, Brasil) - oliveiraline.dantas@gmail.com

Lais Lopes de Jesus (UFPE, Recife, Brasil) - laislopesdejesus@gmail.com

Analice França Lima Amorim (UFPE, Recife, Brasil) - analicelima@hotmail.com

*Leonardo José do Nascimento Guimarães (UFPE, Recife, Brasil).
leoinguimaraes@gmail.com*

Ially Kimberly de Arruda Costa (UFPE, Recife, Brasil) - ially.kimberly@hotmail.com

Felipe Ribeiro de Santana (UFPE, Recife, Brasil) - lipegt@hotmail.com



RESUMO: A necessidade de preservação das condições ambientais vem transformando o panorama mundial de produção de energia, uma vez que, as tecnologias utilizadas atualmente nesse setor, têm como consequência a emissão de gases de efeito estufa (GEE's), em especial o dióxido de carbono (CO₂). A captura e armazenamento deste gás em formações geológicas é uma das alternativas que vem sendo estudada e proposta para a redução das emissões de GEE's. O armazenamento geológico de carbono é a prática de injetar CO₂ em formações geológicas previamente selecionadas, capazes de retê-lo por milhares ou até mesmo milhões de anos; isolando-o assim da atmosfera onde atua como GEE. Entretanto, a injeção em larga escala de CO₂ em reservatórios geológicos pode induzir a uma complexa interação de fluxo multi-fásico, através de reações químicas. Neste contexto, o método de estimulação chamado de acidificação de matriz, com foco em rochas carbonáticas, é o foco do presente trabalho, o qual aborda a investigação de possíveis alterações físico-químicas provocadas pela injeção de um fluido reativo ácido (similar ao CO₂) em uma amostra de rocha carbonática sintética. Através de ensaios de laboratório que utilizam um permeâmetro com célula modificada e de análises de escaneamentos tomográficos, foi possível analisar as alterações ocorridas na rocha sintética através da variação da permeabilidade após a passagem da solução reativa. Por meio dos resultados dos experimentos foi possível verificar que, para fluidos reativos mais ácidos, pôde-se alcançar um valor de permeabilidade da rocha de até cem vezes a permeabilidade medida no início dos ensaios, além da formação de caminhos preferenciais de fluxo ao longo do tempo e, uma uniformidade na dissolução à medida que a solução vai se tornando menos ácida. Por fim, notou-se que a injeção da solução de HCl nas rochas carbonáticas sintéticas causou modificações significativas tanto na permeabilidade e, conseqüentemente, na porosidade do meio poroso.

PALAVRAS-CHAVE: Dissolução de carbonatos, Rocha carbonática sintética, Acidificação de matriz.

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, os recursos naturais subterrâneos encontram-se cada vez mais difíceis de serem extraídos, levando às companhias de petróleo e mineração a desenvolverem projetos em locais cada vez mais inacessíveis e sob condições ambientais cada vez mais adversas. Projetos para extração e injeção de fluidos a altas profundidades aumentam sensivelmente os riscos geomecânicos. Nestes projetos, a integridade dos materiais que compõem o sistema geológico (rochas reservatório e selantes) deve ser estudada sob condições de pressão e temperatura não convencionais para a engenharia tradicional, assim como a exposição das rochas a diferentes fluidos deve ser avaliada sob o ponto de vista de alterações químicas, induzidas principalmente pela injeção de fluidos de composição diferente daquele originalmente nos poros das rochas. (AUM, 2011)

O domínio de tecnologias e métodos que possam maximizar a produção de hidrocarbonetos é um ponto crítico no desenvolvimento brasileiro e mundial. Entre essas tecnologias, chamamos de estimulação da rocha-reservatório qualquer intervenção em uma jazida portadora de hidrocarbonetos a fim de obter um aumento das propriedades petrofísicas do meio poroso, facilitando o fluxo de fluido através da rocha. (ECONOMIDES & NOLTE, 2000)

Outro ponto importante relacionado à injeção de fluidos reativos em rochas carbonáticas, é a relação entre esta técnica e a redução das emissões de CO₂ advindas da indústria de petróleo. De um lado, os consumidores e a indústria enfrentam variações desconcertantes nos preços do petróleo e gás natural, ao mesmo tempo em que as reservas estão se exaurindo. Por outro lado, a emissão de gases de efeito estufa, principalmente CO₂, contribui significativamente para mudanças na dinâmica do clima global. (OLIVEIRA, 2016)

Neste contexto, o presente trabalho destaca o método de estimulação chamado de acidificação de matriz, que tem como objetivo o aumento da permeabilidade contribuindo assim para aumentar a produção de hidrocarbonetos, além de trazer resultados relevantes na área de injeção de CO₂. Neste método, uma solução ácida (altamente reativa) é injetada no interior da formação a pressões abaixo da pressão de fratura da rocha. Geralmente, para acidificação de carbonatos, utiliza-se do ácido clorídrico (HCl), e pode-se observar a formação de canais de alta condutividade (também chamados wormholes) durante o processo de dissolução da matriz porosa. Entretanto, a injeção de reativos em reservatórios geológicos pode levar a uma complexa interação de fluxo multifásico, difusão, convecção, dissolução, precipitação e outras reações químicas. (GUIMARÃES et al., 2007).

Considerando também que o mineral sólido ocupa certo volume, quando este mineral sólido é dissolvido, seu volume se tornará um espaço vazio, ocasionando o aumento da porosidade e permeabilidade do meio. A consideração de efeitos químicos no comportamento constitutivo do material requer a incorporação de novas variáveis de estado (concentração das espécies químicas), novas equações de conservação (equações de transporte reativo) e também de modelos químicos levando em conta cinética e equilíbrio químico. (LINS et al., 2012)

Finalmente, o objetivo deste estudo é investigar e avaliar as possíveis alterações físicas e químicas causadas pela injeção de um fluido ácido reativo em amostras de rochas carbonáticas sintetizadas em laboratório e, por fim, caracterizar o meio poroso antes e após injeção deste fluido.

2 METODOLOGIA

O procedimento experimental contou com ensaios de dissolução química através da passagem de uma solução aquosa ácida pela rocha sintética.

A metodologia deste trabalho envolveu a coleta dos sedimentos utilizados, a síntese das rochas, a caracterização do meio poroso e os resultados dos ensaios de dissolução. Paralelamente, os instrumentos para compactação da rocha sintética e dissolução do meio poroso foram projetados e confeccionados no Departamento de Engenharia Mecânica da UFPE (DEMEC/UFPE).

2.1 CÉLULAS DE COMPACTAÇÃO E DISSOLUÇÃO

A célula de compactação foi projetada devido à necessidade de obtenção de um corpo de prova com propriedades mecânicas estáveis, visando o aumento da compacidade do material de síntese da rocha. O equipamento é composto pela base, corpo e tampa, todas as partes constituídas de aço inox 316. (Figura 1)



Figura 1. Célula de compactação utilizada para síntese da rocha carbonática

A célula de dissolução é dividida em três partes: base principal, cilindro de contenção e topo. Dentro do cilindro, encontram-se mais duas novas peças da célula, que são a base e o topo da amostra, as quais delimitam as extensões inferiores e superiores da rocha carbonática, respectivamente. Tanto o topo quanto a base principal são constituídos de aço inox 316. (Figura 2).

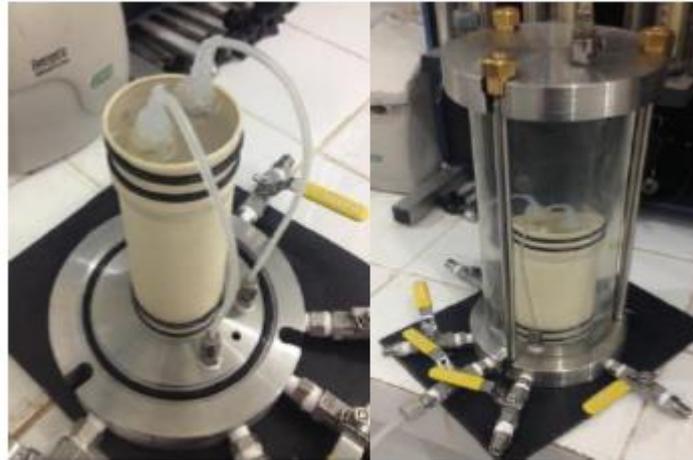


Figura 2. Célula de dissolução química.

2.2 SÍNTESE DO MEIO POROSO

As rochas sintéticas utilizadas nos ensaios de dissolução foram preparadas em laboratório baseando-se nos procedimentos empregados por Melo (2012) para preparação de rochas carbonáticas.

Segundo a pesquisa de 2012, foram realizadas várias tentativas de procedimentos para preparo da amostra, todavia, a maioria sem êxito quando se tratando da resistência do corpo de prova, apresentando fragilidade e formação de fraturas na sua estrutura logo após a síntese.

Por esse motivo, decidiu-se por usar neste trabalho, a densidade de $1,5\text{g/cm}^3$, valor no qual a amostra apresentou sucesso nesses parâmetros de resistência.

A composição dos corpos de prova preparados para os ensaios de dissolução foi de areia quartzosa artificialmente cimentada com hidróxido de cálcio e halimeda, na proporção de 50%, 25%, 25%, respectivamente. A proporção de água destilada da amostra foi determinada a partir das proporções já preestabelecidas dos materiais secos, volume e densidade desejada da rocha sintética.

Os materiais secos foram pesados em uma balança semi-analítica, misturados e homogeneizados manualmente com a água destilada por volta de cinco minutos, até que fosse atingida uma massa homogênea, a qual foi deixada em repouso por aproximadamente 48h.

Posteriormente, o material foi depositado na célula de inox para a compactação estática e, para maximizar a cimentação da rocha sintética, a amostra foi submetida à carbonatação direta, onde aplicou-se na abertura superior da célula de compactação uma pressão de 100KPa de dióxido de carbono por 4 minutos.

Por fim, a célula foi levada à estufa, com temperatura de 100°C, por 24h e, finalmente, extraída da célula de compactação.

2.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A caracterização da rocha carbonática foi realizada a partir do estudo petrográfico dos sedimentos utilizados nas sínteses e nas rochas já sintetizadas. Nesse estudo, foram realizados ensaios para caracterização dos corpos de prova antes e após a injeção do fluido reativo.

Inicialmente, foi realizada a caracterização dos sedimentos de halimeda e de areia quartzosa através de um microscópio digital (Dino-Lite) e, a partir da ampliação de visualização dos materiais, foi possível obter a composição e confirmação dos sedimentos para a síntese da rocha carbonática.

Partindo para as análises da rocha já sintetizada, o primeiro ensaio a ser realizado foi o de compressão simples, no qual a rocha sofreu uma compressão axial, a fim de encontrar a resistência média à compressão da rocha sintética.

Para obtenção dessa resistência média, antes do processo de dissolução, foram sintetizadas três amostras carbonáticas e realizados os ensaios individuais, tirando-se a média dessas três resistências. Os dados para os valores de tensão foram calculados até o momento em que as rochas apresentaram ruptura.

Além da caracterização obtida a partir do ensaio de compressão simples, a rocha carbonática sintética passou por escaneamentos de tomografia computadorizada, realizados no Departamento de Energia Nuclear da UFPE (DEN) onde foi possível observar as modificações físicas ocorridas internamente na rocha.

2.4 ENSAIOS DE DISSOLUÇÃO

O foco principal dos ensaios de dissolução consistiu no estudo da variação da permeabilidade (com medidas contínuas desta última) em um meio poroso sintético, quando submetido à injeção de um fluido reativo.

A célula de dissolução foi acoplada a um sistema de controle de medição da pressão. O fluido reativo utilizado foi uma solução de ácido clorídrico (HCl) em diferentes faixas de pH (2, 3 e 4). A entrada desse fluido se deu pela parte superior da amostra, originando um fluxo ascendente pela rocha, e na parte inferior, a saída desse fluido (solução percolada).

Os ensaios foram finalizados baseando-se em dois critérios: pH e permeabilidade. Quando a solução efluente apresentava mesmo pH da solução injetada, o que geralmente vinha seguido de um aumento considerável da permeabilidade e um arraste de areia na solução efluente coletada, ou permeabilidade constante por um tempo consideravelmente longo quando comparado ao tempo total dos ensaios.

Ao final do ensaio, a célula de dissolução foi desmontada e retirada uma pequena amostra do corpo de prova para as análises de caracterização.

3 RESULTADOS

3.1 RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO

Como mencionado anteriormente, as análises para caracterização da rocha carbonática foram realizadas antes e após a injeção do fluido reativo, para um melhor conhecimento dos acontecimentos decorrentes nesse processo de dissolução.



Figura 3. Petrografia dos sedimentos da halimeda utilizada na síntese das rochas carbonáticas.

A partir do estudo petrográfico dos sedimentos utilizados nas sínteses das rochas, viu-se que a halimeda coletada (Figura 3) era formada basicamente de carbonatos, com presença também de alguns sedimentos de quartzo esfumado e citrino (coloração escura e amarelada, respectivamente), alguns óxidos e restos de carapaças e conchas de animais, os polimorfos da calcita.



Figura 4. Imagens petrográficas da areia quatzosa utilizada na síntese das rochas carbonáticas.

A areia coletada apresentou uma predominância quase que total de cristais de quartzo e alguns materiais mais escuros, caracterizados como matéria orgânica e minerais pesados. (Figura 4)

A relação de tensão versus deformação, que geralmente é utilizada para mostrar o comportamento típico das rochas até a carga de ruptura do material, foi analisada. A mineralogia, porosidade, densidade do material, geometria do corpo e a prensa utilizada nos ensaios são fatores que podem influenciar na resistência das rochas.

O gráfico da Figura 5 mostra o comportamento das rochas sintéticas quando submetidas ao ensaio de compressão simples.

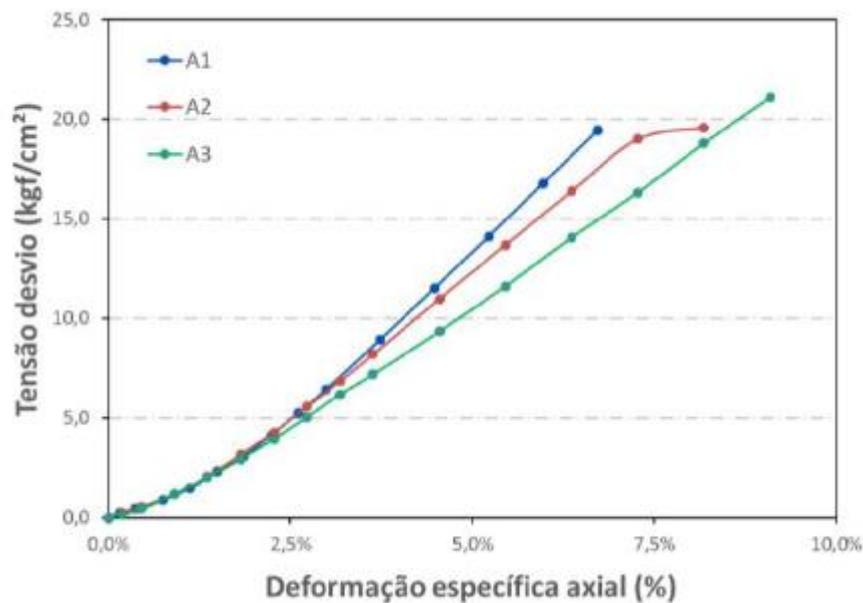


Figura 5. Gráfico do comportamento da tensão versus deformação das rochas carbonáticas sintetizadas.

Os dados para os valores de tensão foram calculados até o momento em que as rochas apresentaram ruptura, assemelhando-se ao comportamento visto em alguns ensaios com concreto, por exemplo, resultando numa queda brusca nos valores lidos pelo equipamento utilizado no ensaio (extensômetro). A resistência média à compressão axial foi de 20,01kgf/cm², ou aproximadamente, 2Mpa.

Esse valor pode ser considerado baixo quando comparado à resistência encontrada em rochas naturais, devido principalmente às limitações do equipamento de compactação que foi utilizado na confecção da rocha sintética, impedindo que a mesma pudesse alcançar um valor de densidade maior. Contudo, o valor de resistência da rocha sintética a classifica, de fato, em uma rocha carbonática branda.

Para poder conhecer mais a fundo e ter uma melhor exatidão na caracterização petrofísica deste material, foram realizadas tomografias das rochas.

Após os escaneamentos (Figura 6), as imagens foram reconstruídas, o que possibilitou uma melhor visualização do material interno da rocha, auxiliando na análise qualitativa da porosidade antes e após a dissolução química.

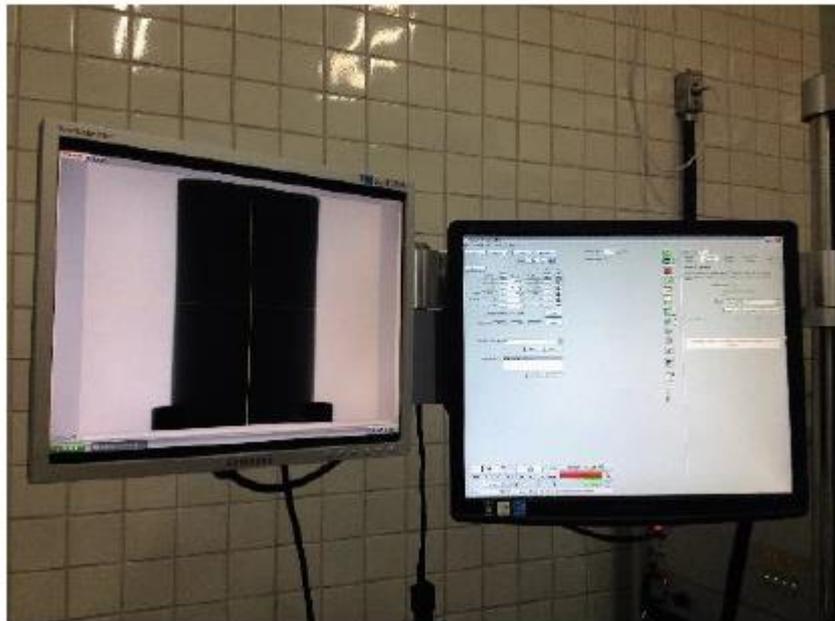


Figura 6. Escaneamento das amostras através da tomografia computadorizada feitas no tomógrafo industrial XT H 225.

A seguir, nas Figura 7a e 7b, é possível observar as imagens resultantes da tomografia da rocha.

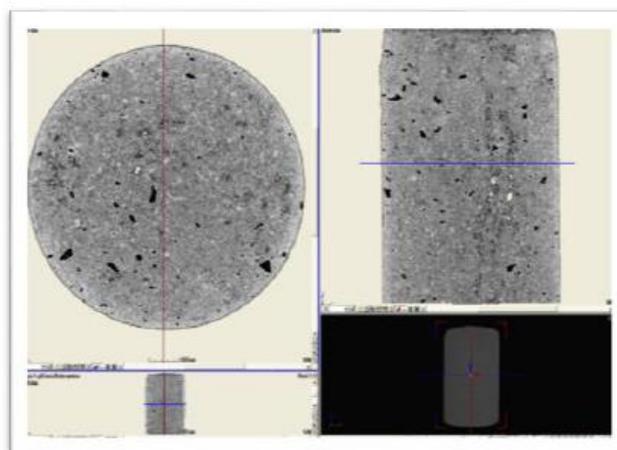


Figura 7. (a) Tomografia após ensaios de dissolução química.

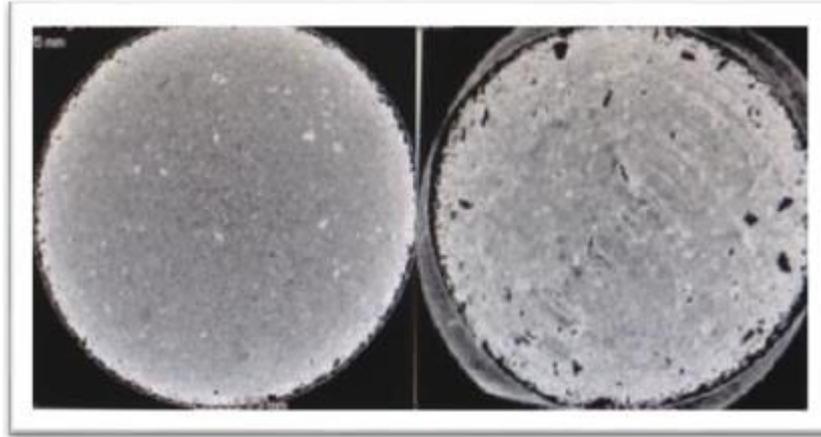


Figura 7. (b) Sessão horizontal das tomografias pré e pós dissolução química.

Através das análises da tomografia da rocha, foi notado um aumento do volume poroso quando comparadas as amostras pré e pós dissolução. Nos locais onde havia maior concentração do mineral calcita, é possível observar o vazio resultante da dissolução do mesmo.

3.2 ENSAIOS DE DISSOLUÇÃO

A injeção da solução ácida nas rochas carbonáticas sintéticas causou alterações significativas nas propriedades petrofísicas do meio poroso.

Para o cálculo desse parâmetro, utilizou-se da equação de Darcy para fluxo uniaxial, como descrita na equação 1 a seguir:

$$k = - \frac{Q \cdot \mu \cdot L}{A \cdot \Delta p} \quad (1)$$

Onde k representa a permeabilidade do meio; Q é a vazão volumétrica de fluido injetado; μ , a viscosidade dinâmica do fluido percolante; L , a altura da amostra; A , a área da seção transversal de fluxo; e Δp , gradiente de pressão exercido na amostra.

O sinal negativo na equação indica que o escoamento se estabelece do maior para o menor potencial.

Nos ensaios realizados de dissolução, foi observada uma variação da permeabilidade chegando a ser cem vezes maior do que a permeabilidade inicial, quando submetidos à injeção do fluido ácido em pH 2 e 3. (Figura 8 Figura 9)

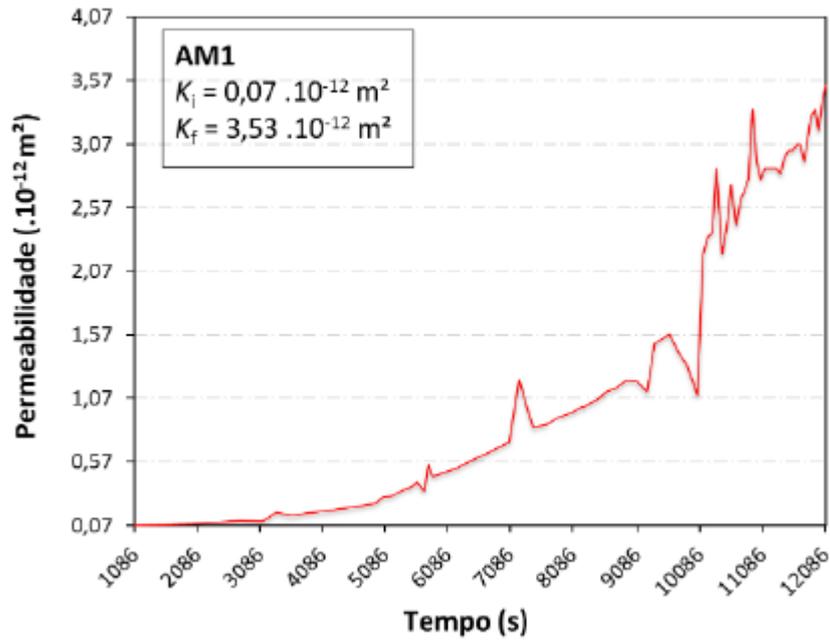


Figura 8. Comportamento da permeabilidade da rocha quando submetida ao fluido de pH 2.

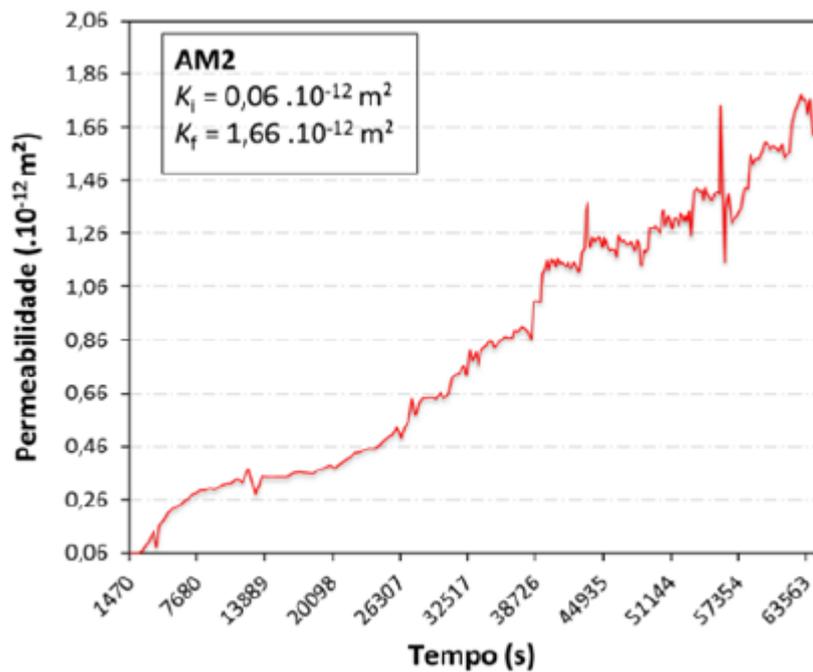


Figura 9. Comportamento da permeabilidade da rocha quando submetida ao fluido de pH 3.

No caso da dissolução da amostra 1 (AM1), esse aumento de permeabilidade foi incitado pela formação de canais preferenciais de fluxos, devido à dissolução não uniforme de minerais presentes no meio poroso.

Devido à força ácida da solução (baixo pH), os caminhos de fluxo iniciais são ampliados pela rápida dissolução do material da matriz, fazendo com que essas regiões passem a conduzir ainda mais fluxo. Uma vez formado, o wormhole apresenta resistência insignificante para fluir e leva praticamente todo o fluido injetado.

Para a rocha submetida à solução de pH 3 (AM2), observou-se mais uniformidade na dissolução química. Nesse caso, as áreas de contato rocha-fluido, pontualmente, conseguem uma dissolução mais uniforme do que a vista no ensaio anterior, alcançando tanto partes centrais quanto partes mais afastadas do centro da amostra.

Em Mumallah (1998) e Alkattan (1998), é possível observar a relação da taxa de dissolução do carbonato com o pH da solução efluente. Em Alkattan (1998), foram realizados ensaios variando o pH (1- 3) e notou-se que a velocidade de reação, para rochas submetidas ao fluido nesse pH, era superior à velocidade encontrada nos ensaios com os demais valores de pH.

A partir disso e dos resultados obtidos com os ensaios das rochas submetidas aos fluidos de pH 2 e 3, decidiu-se por diminuir a acidez solução reativa no ensaio com a AM3 e, assim, observar os resultados e a influência decorrentes de uma velocidade de reação mais lenta sobre o carbonato.

Para a rocha submetida ao fluido de pH 4, visto que, a reação ocorre mais lentamente em relação as outras rochas, foi possível observar mais uniformidade na dissolução química do que nos ensaios anteriores, alcançando o mesmo comportamento relativo à permeabilidade, seguido de maior uniformidade, como visto na Figura 10.

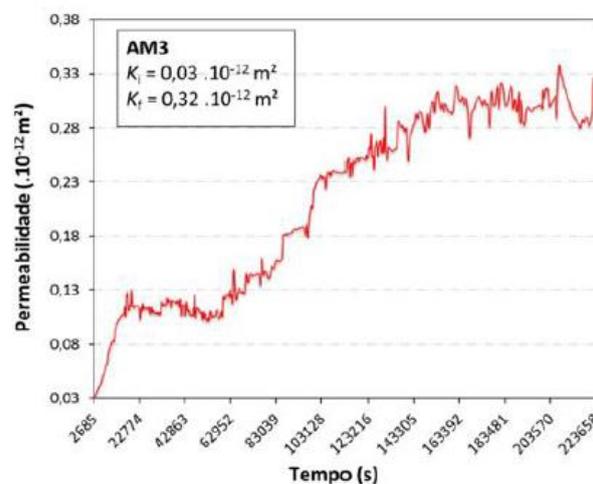


Figura 10. Comportamento da permeabilidade da rocha quando submetida ao fluido de pH 4.

As permeabilidades iniciais das amostras foram de $0,07 \cdot 10^{-12}$, $0,06 \cdot 10^{-12}$ e $0,03 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$. Após passagem do fluido reativo (pH 2, 3 e 4, respectivamente), esses valores aumentaram para $3,53 \cdot 10^{-12}$, $1,66 \cdot 10^{-12}$ e $0,32 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$.

A Tabela 1 resume esses valores atribuindo o volume de fluido reativo utilizado em cada ensaio.

Tabela 1. Resumo dos principais parâmetros os ensaios de dissolução química.

Amostra	pH	K_i ($\cdot 10^{-12} \text{ m}^2$)	K_f ($\cdot 10^{-12} \text{ m}^2$)	Vol. de fluido (m^3)
AM1	2	0,07	3,53	34
AM2	3	0,06	1,66	132
AM3	4	0,03	0,32	261

4 CONCLUSÕES

O avanço apresentado pela permeabilidade ao longo do tempo foi consistente com os resultados vistos na literatura, principalmente aqueles referentes a rochas sintéticas.

A dissolução não uniforme, observada nos ensaios, foi induzida pela heterogeneidade do meio e também por pontos de maior fragilidade das rochas devido à dificuldade em ter boa reprodutibilidade no processo de construção dos corpos de prova, contudo, a resistência da rocha encontra-se de acordo os valores de rochas carbonáticas brandas, o que foi satisfatório.

A acidez da solução reativa e a heterogeneidade do meio apresentaram grande influência nos diferentes regimes de formação dos canais preferenciais de fluxo, podendo vir a ser o foco em trabalhos experimentais futuros que venham a abordar a uniformidade da dissolução química em rochas carbonáticas sintéticas.

REFERÊNCIAS

Aum, P. T. P. (2011). Aplicação de Sistemas Microemulsionados Ácidos em Acidificação de Poços, Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Petróleo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Economides, M. J. e Nolte, K.G. (2000). Reservoir Stimulation, Jhn Wiley & Sons Ltd, Chinchester, NY, Vol. 3, p. 4-1 – 4-14.

Oliveira, A. D. (2016). Análise das Alterações Físico-Químicas decorrentes de Ensaio de Dissolução em Rochas Carbonáticas, Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.

L. Do N. Guimarães, A. Gens and S. Olivella (2007). Coupled Thermo-Hydro-Mechanical and Chemical Analysis of Expansive Clay Subjected to Heating and Hydration, *Transport in Porous Media*, UPC, Geotechnical Engineering and GeoSciences. DOI 10.1007/s11242-006-0014-z

Lins, C.M.M.S., Melo, L.M.P., Oliveira, A.D., Firmo, A.L.B., Galindo, K.B.T. (2012). Analysis of the carbon dioxide (CO₂) injection on carbonate rocks. *Cientec*. V4 (2): 84-91.

Melo, L. M. P. (2012) Análise Numérico-Experimental de Rochas Carbonáticas Sintéticas Submetidas à Injeção de um Fluido Reativo. Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco. 7 – 27.

Mumallah, N. A. (1998). Reaction rates of hydrochloric acid with chalks. *Journal of Petroleum Science and Engineering*. Elsevier, 165-177.

Alkattan, M.; Oelkers, E. H.; Dandurand, J.-L. & Schott, J. (1998). An experimental study of calcite and limestone dissolution rates as a function of pH from -1 to 3 and temperature from 25 to 80 C. *Chemical geology*, Elsevier, 199-214.

Capítulo 21

APLICAÇÃO DO MÉTODO GROUND PENETRATING RADAR (GPR) NO MAPEAMENTO GEOESTRUTURAL DE CAVIDADES NATURAIS SUBTERRÂNEAS EM TERRENOS FERRÍFEROS – ESTUDO DE CASO DA MINA N4E, CARAJÁS

[DOI: 10.37423/200500910](https://doi.org/10.37423/200500910)

Marcelo Roberto Barbosa (Vale SA, Carajás, Brasil) - marcelo.roberto.barbosa@vale.com

Rafael Guimaraes de Paula (Vale SA, Carajás, Brasil) - rafael.guimaraes@vale.com

Marco Antonio Braga (UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil) - marcobraga@geologia.ufrj.br

Iuri Viana Brandi (Vale SA, Belo Horizonte, Brasil) - iuri.brandi@vale.com

Cibele Clauver (Universidade Federal de Viçosa, Belo Horizonte, Brasil) - cibeclauver@gmail.com

Juliano Matos (NEOGEO, Belo Horizonte, Brasil) - juliano@ngg.com.br

Cristiane Sebastião (VALE SA, Belo Horizonte, Brasil) - cristiane.sebastiao@gmail.com



RESUMO: A região de Carajás, a sudeste do estado do Pará, possui um domínio geomorfológico característico representado por um conjunto de platôs com altitudes variando de 500 a 850m, onde está localizada a maior mina de ferro no mundo. No contexto litológico, domina uma cobertura laterítica com até 20m de espessura em média. Esta cobertura exhibe feições pseudocársticas na interface com a rocha subjacente, onde se desenvolveram a maioria das cavidades naturais subterrâneas da região. Estas cavidades são protegidas por lei ambiental federal, e para atender à legislação e licenciamentos, a mineradora Vale vem desenvolvendo há alguns anos, estudos técnico-científicos para entender os impactos do avanço das operações de mina nestas cavidades. Neste contexto, foram testados alguns métodos geofísicos, com destaque para o eletromagnético Ground Penetrating Radar (GPR). Este trabalho apresenta os resultados de 3.022m de seções GPR executadas sobre uma cavidade e seu interior na mina de ferro N4E em Serra Norte, testando-se diferentes arranjos, frequências e formas de tratamento dos dados. Apesar do caráter experimental dos testes geofísicos na área de espeleologia em Carajás, foi possível definir profundidades de alcance em litologias ferríferas e a marcação dos planos de descontinuidade nas seções GPR 2D interpretadas, servindo de fundamental apoio aos estudos geotécnicos e geomecânicos.

PALAVRAS-CHAVE: GPR, Terrenos Ferríferos, Carajás, Cavidades Naturais Subterrâneas.

1 INTRODUÇÃO

A região de Carajás está localizada no sudeste do estado do Pará e apresenta um conjunto de serras de topo aplainado (Platôs) com altitude média de 650 metros, fazendo parte de uma expressiva unidade geomorfológica denominada de Planalto Dissecado do Sul do Pará (Boaventura, 1974). Os platôs são sustentados por uma cobertura laterítica resistente aos processos erosivos, possuindo direção estrutural regional preferencial W-NW e E-SE e desenvolvidos sobre uma sequência de rochas vulcanossedimentares de idade arqueana do Grupo Grão Pará principalmente (Macambira, 2003).

Os platôs que formam a Serra dos Carajás se destacam por apresentar uma expressiva ocorrência de cavidades em suas bordas como resultado dos processos de dissecção do relevo. Nesse contexto, a exploração das reservas minerais encontra-se comprometida devido à necessidade de preservar estas cavidades por força de legislação federal ambiental vigente.

Para determinar se uma cavidade deve ser protegida ou não, uma série de critérios foi estabelecida por recentes leis federais (2008/2009), sendo que a maioria das cavidades resulta em serem protegidas. Esta proteção exige manter uma distância de 250 m onde não pode haver qualquer tipo de intervenção humana para cada cavidade. Considerando que cavidades naturais subterrâneas em ambiente de minério de ferro ocorrem comumente próximas uma das outras, esta distância de 250m se amplifica bloqueando grandes áreas / reservas de minério.

Esta distância pode ser reduzida desde que estudos técnico-científicos consistentes sejam feitos abrangendo aspectos físicos e biológicos, como forma de demonstrar ao órgão ambiental, que o avanço da mina não irá causar qualquer destruição na cavidade e assim uma autorização pode ser dada.

Para a abordagem do meio físico, estudos sobre a estabilidade estrutural das cavidades têm sido feitos por meio de mapeamentos e monitoramento geotécnico instrumentado, porém, métodos indiretos como a geofísica estão provando serem muito adequados para entender o comportamento estrutural do maciço, onde se hospedam as cavidades, especialmente no trecho entre a superfície do terreno e o teto das cavidades.

Neste trabalho são apresentados os resultados referentes aos 3.022m de seções geofísicas do método eletro-magnético Ground Penetrating Radar (GPR), executadas sobre uma cavidade (N4E-0026) e seu interior, na mina de ferro N4E na Serra Norte em Carajás.

2 METODOLOGIA

O GPR (Ground Penetrating Radar) ou Radar de Penetração no Solo é um método geofísico não invasivo e que utiliza ondas eletromagnéticas com frequências entre 10 a 2.500 MHz para o mapeamento de feições geológicas, localizar poluentes no subsolo em fases adsorvidas, dissolvidas e livres, bem como estruturas antrópicas e objeto enterrados pelo homem. A análise com o método GPR consiste na emissão e propagação de ondas eletromagnéticas, em um meio físico, com a posterior recepção dos sinais refletidos, em descontinuidades desse meio. Desta forma, o sistema de GPR é formado por uma fonte geradora de pulsos elétricos de alta frequência, uma antena transmissora, uma antena receptora e uma unidade de armazenamento de dados. A Figura 1 mostra de modo esquemático o funcionamento do GPR. A fonte geradora produz um pulso de curta duração e alta voltagem, que é aplicado na antena transmissora. A antena transmissora emite a onda eletromagnética para o subsolo sendo que parte da onda é refletida quando existir contraste nas propriedades físicas das rochas e fluidos nela contidos. A antena receptora detecta este sinal refletido que é amostrado, digitalizado e armazenado. Nesta antena receptora são registradas duas ondas diretas, a primeira adquirida é a onda direta que viaja pelo ar e a segunda é a onda direta que viaja pelo chão. Após a recepção das duas ondas diretas são detectadas as ondas refletidas em interfaces e difratadas por pequenos corpos.

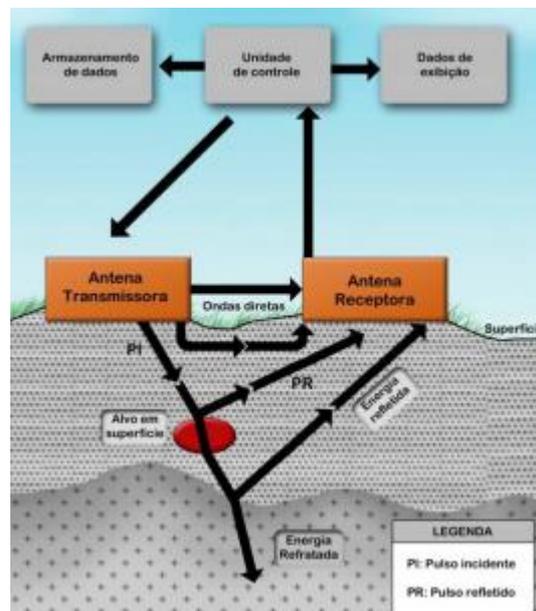


Figura 1: Esquema da reflexão das ondas.

A Figura 2 mostra a equipe em trabalho de campo com a estrutura montada para as antenas para os caminhamentos ao longo dos perfis.



Figura 2: Levantamento GPR em campo.

As interpretações das seções levam em conta a estrutura interna dos “refletores” tais como forma do corpo em subsuperfície, descontinuidades geológicas (como foliações, acamamentos, falhas e fraturas), mergulho de estratos, além da dicotomia contraste e atenuação que podem ser diferenciadas conforme Figura 3.

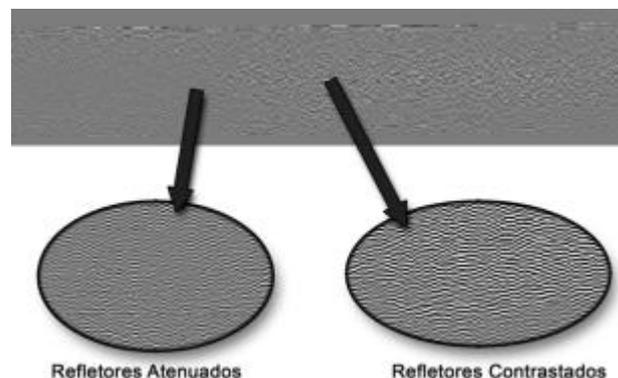


Figura 3: Esquema da reflexão das ondas.

Foram realizados testes geofísicos com antenas de frequências 80 MHz (MLF), 100 MHz, 200 MHz e 400 MHz na linha externa L-03 e na linha interna L-01, ambas nas proximidades da cavidade N4E-0026. Essas linhas testes serviram de base para a definição adequada dos parâmetros intrínsecos à aquisição de forma a corroborar para um melhor imageamento e, conseqüentemente, uma melhor interpretação dos dados geofísicos.

3 AQUISIÇÃO DE DADOS

Para a realização dos levantamentos geofísicos foram levantadas linha topográficas em campo em malha transversais e longitudinais ao eixo principal da cavidade, Neste trabalho foi utilizado o equipamento SIR3000 com antena de 80 MHz (MLF – Multi Low Frequency) e 400 MHz e o equipamento RAMAC com antena de 100 MHz e 200 MHz. Os levantamentos de campo realizados com antenas de 80, 100 e 200 MHz foram realizados em modo estático e 400 MHz em modo dinâmico, utilizando parametrização individual para cada antena. O processamento dos dados de GPR foi realizado no software ReflexW, que permite aplicar todos os processos básicos e avançados para o tratamento de dados de GPR enquanto a interpretação dos dados de GPR foi realizada na Suíte de Aplicativos da LandMark, utilizando-se os módulos 2D do SeisVision.

A Figura 4 apresenta a localização das seções de GPR sobre a cavidade N4E-0026.

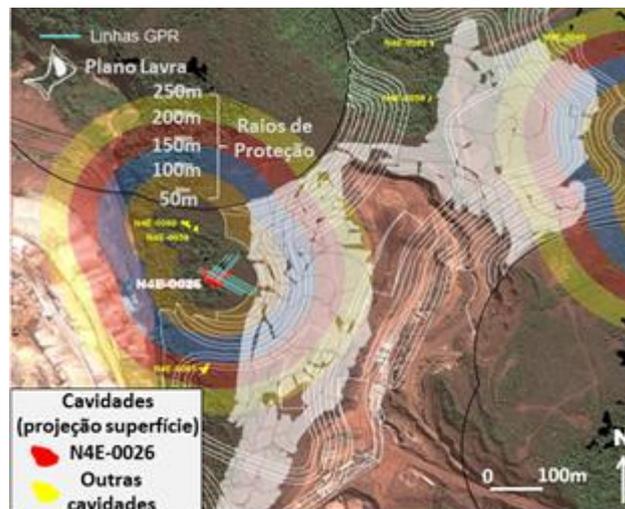


Figura 4: Localização das seções GPR sobre a cavidade N4E-0026 na mina N4E.

4 RESULTADOS OBTIDOS

Os testes de parametrização adotados com as diversas frequências de onda definiram os alcances máximos de profundidades sobre a cavidade N4E-0026 em terrenos ferríferos. As profundidades são consideradas adequadas para a continuidade dos trabalhos uma vez que a média de profundidade das cavidades na região é cerca de 10m. A Tabela 1 mostra as profundidades alcançadas.

Tabela 1: Profundidade alcançada nas seções GPR em terrenos ferríferos sobre a cavidade N4E-0026 na mina N4E.

Antena GPR	Profundidade de alcance (m)
80 MHz	12
100 MHz	10
200 MHz	8
400 MHz	2

Todas as seções obtiveram boas resoluções que foram interpretadas rastreando-se terminações de refletores e, desta forma, definindo-se alinhamentos/lineamentos formados por diferentes descontinuidades. Um padrão de refletores fortemente contrastado é identificado nos perfis de 400 MHz, sendo que nesta frequência não foi observada atenuação de sinal nos perfis. As frequências de 80 MHz, 100 MHz e 200 MHz registram atenuações no contraste das seções em algumas regiões.

As seções são apresentadas por meio de uma paleta em tons escuros, alcançando diferentes níveis de profundidade, devido à frequência de onda da antena utilizada. O teto da cavidade foi identificado com dificuldade através da presença de hipérboles interpretadas com localização inferida. O padrão reverberante do sinal abaixo da hipérbole pode servir para corroborar na delimitação das cavidades em 3D. A análise das seções não permitiu identificar contatos claros entre diferentes litotipos. Em todas as seções, nas diferentes antenas utilizadas, os refletores tendem a ser planos, por vezes com mergulho, relativamente regulares, e moderadamente contínuos a descontínuos. As seções, nas diversas frequências em que foram adquiridas, apresentam descontinuidades dos refletores que podem ser associados às descontinuidades e a possíveis planos de fraqueza (Figura 5).

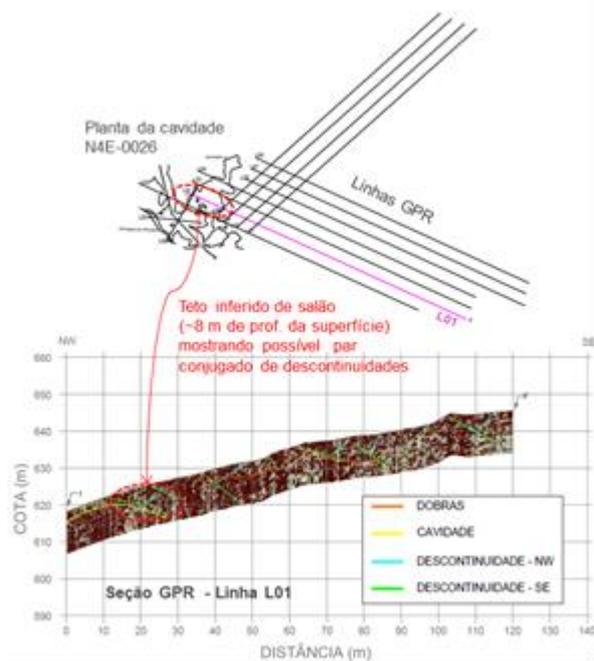


Figura 5: Seção GPR interpretada sobre a cavidade N4E-0026 na mina N4E.

Tais descontinuidades e/ou planos de fraqueza possuem medidas variadas de mergulho e direção, que ficam mais bem apresentados na seção em 3D (Figura 6).

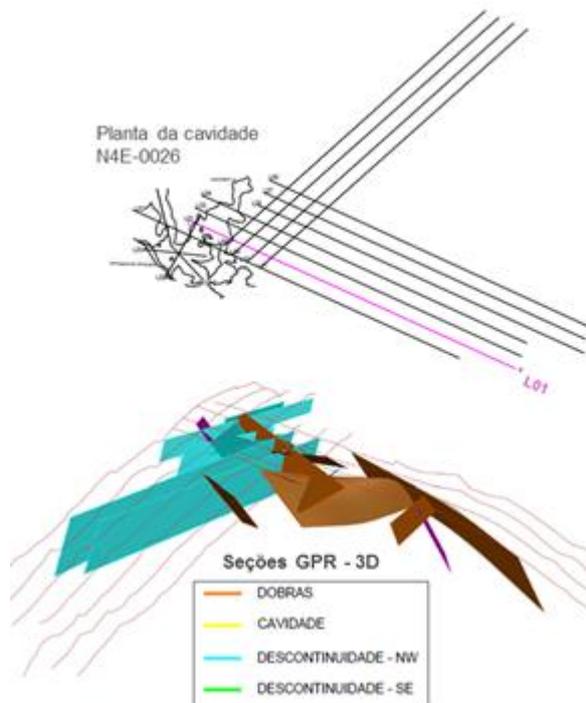


Figura 6: Seções GPR – 3D mostrando interpretação integrada das descontinuidades sobre a cavidade N4E-0026 na mina N4E.

Os perfis apresentam superfícies que podem indicar dobras, em várias escalas, que podem estar relacionados a dobramentos regionais e/ou locais. Os resultados referentes ao levantamento utilizando a antena de frequência 400 MHz apresentam-se restritos à subsuperfície (profundidade máxima de 2,0 metros) e, indica assim um maior detalhamento dos planos de descontinuidade. Em algumas seções foram identificadas feições anômalas e sem continuidade lateral que podem sugerir planos ou cunhas de fraqueza. Em todas as feições identificadas houve a tentativa de correlação com os resultados para todas as frequências utilizadas. Diversos planos de descontinuidades podem ser detectados em frequências diferentes.

5 CONCLUSÕES

- Nesse trabalho, com o arranjo proposto o GPR obteve boa performance de execução e a leitura conseguiu identificar os alvos até 12m de profundidade.
- Conseguiu marcar planos de descontinuidades em seções 2D que auxiliam a identificar interseções de descontinuidades em cunhas, entre a superfície do terreno e o teto da cavidade.
- A análise integrada 3D das seções GPR mostrou ser um importante aliado na interpretação estrutural, ressaltando aspectos relevantes de fragilidade entre o terreno e o teto da cavidade.
- A visualização avançada em Realidade Virtual (RV) permite uma discussão multidisciplinar incluindo a inserção de outros níveis de informação melhorando e complementando a interpretação.
- Os domínios estruturais mapeados no GPR confirmam e detalham as atitudes registradas do mapeamento.
- Os testes são ainda experimentais e deverão ter continuidade para confirmação e aprimoramento dos resultados.

REFERÊNCIAS

Boaventura, R. S. (1974). Geomorfologia da Folha Tocantins. In: Brasil. Departamento Nacional de Produção Mineral. Projeto Radam Folha SB.22 Araguaia e parte da folha SC.22 Tocantins: geologia, geomorfologia, solos, vegetação e uso potencial da terra. Rio de Janeiro.

Macambira, J.B. (2003). O ambiente deposicional da Formação Carajás e uma proposta de modelo evolutivo para a Bacia Grão Pará: Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas, p. 217.

Capítulo 22

ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE EM UM TALUDE NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE

[DOI: 10.37423/200500922](https://doi.org/10.37423/200500922)

Antonio Fernandes Guedes Costa (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Pernambuco, Recife, Brasil) - guedes.engenharia@hotmail.com

Inaldo José Minervino da Silva (Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Pernambuco, Recife, Brasil) - inaldo.jose@recife.ifpe.edu.br



RESUMO: O objetivo principal do estudo de caso foi calcular os fatores de segurança e verificar a real necessidade da execução de uma estrutura de contenção em um talude. O maciço localiza-se num empreendimento, na região metropolitana do Recife. Para isso, foram utilizados softwares para analisar o comportamento mecânico de diversas seções do talude natural, ou seja, desconsiderando o reforço já executado. Para a análise, primeiramente foram obtidos os dados da geometria do talude natural, através de levantamentos topográficos e dos projetos do dimensionamento do reforço executado. Posteriormente, foi realizada a coleta das amostras de solo, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos. Os parâmetros obtidos serviram de inputs aos softwares de análise de estabilidade de taludes. As formulações matemáticas utilizadas foram a de Fellenius e a de Bishop Simplificado, e os softwares utilizados foram o Slope/w da Geostudio, o Macstars 2000 da Maccaferri e o Microsoft Office Excel da Microsoft. Com os fatores de segurança obtidos, foi concluído que o talude natural, de acordo com a NBR 11682, já era um maciço com o grau de segurança alto, antes da execução da obra de contenção, pois todas as seções analisadas apresentaram fatores de segurança bem maiores que 1,5. Antes da execução da obra de contenção no talude, já era almejada a construção de uma pequena estação elevatória de esgoto, na região acima do maciço. Isso foi um dos fatores que influenciou na execução do reforço, no entanto para uma das seções, foi simulada uma carga distribuída de 525 KPa e o talude continuou com um alto grau de segurança, pois a seção apresentou o $FS_{mín}$ de 1,501. Este trabalho vem colaborar, portanto, para que as análises computacionais sejam sempre realizadas, pois os softwares são instrumentos de fundamental importância se utilizados adequadamente, podendo assim, assistir o projetista numa melhor decisão técnico-econômica. Para este talude bastaria, por exemplo, revesti-lo com uma gramínea para a estabilização de erosões, evitando assim a construção de um muro de arrimo.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de taludes, Equilíbrio limite, Fator de segurança, Softwares.

1 INTRODUÇÃO

O estudo de caso foi realizado em um talude, situado na região metropolitana do Recife, no qual foi executada uma estrutura de contenção, composta por geogrelhas, associadas aos elementos de face pré-moldados, como mostrado na figura 1.

Para essa estrutura, não foram realizados os estudos computacionais prévios, os quais possibilitariam ao projetista uma maior precisão no estudo de viabilidade técnico-econômica do projeto.



Figura 1. Execução da estrutura de contenção com geogrelhas associadas aos elementos de face pré-moldados de concreto.

O objetivo principal deste trabalho foi verificar a real necessidade da estrutura de contenção, que foi executada no talude do empreendimento. O talude tem 71,20 m de comprimento e seções que variam entre 8 e 9 m de altura.

O estudo do talude, foi baseado em parâmetros laboratoriais, obtidos através de ensaios realizados no laboratório de geotecnia da Universidade Federal de Pernambuco.

2 METODOLOGIA

2.1 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS

O primeiro passo foi levantar as características geométricas do talude, esse levantamento foi realizado topograficamente, antes da realização do reforço.

O segundo passo pode ser observado na figura 2, que evidencia a coleta de amostras do solo do talude. A coleta foi realizada em dois pontos, um próximo à crista do talude e outro, próximo à base, almejando a análise computacional das camadas superior e inferior do talude.

Com essas amostras, foram realizados os ensaios de caracterização e de cisalhamento direto. Após realização dos ensaios foram executados os cálculos para obtenção da caracterização e dos parâmetros de resistência dos solos.



Figura 2. Coleta das amostras para a realização dos ensaios.

2.2 FORMULAÇÕES MATEMÁTICAS

As formulações matemáticas utilizadas foram os métodos de Fellenius (Equação 1) e o de Bishop Simplificado (Equação 2).

De acordo com essas formulações, para calcular os fatores de segurança das seções de um talude, considera-se a superfície de ruptura, aproximadamente circular e que a massa de solo instável fragmenta-se em lamelas, como mostra a figura 3.

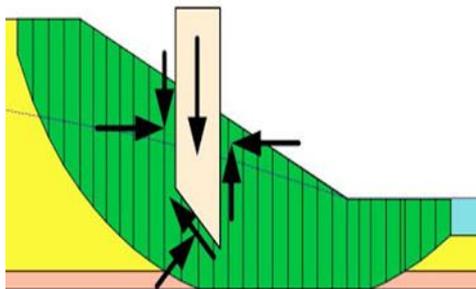


Figura 3. Superfície sueca de ruptura de taludes.

Segundo Massad (2010), a formulação de Fellenius pode ser definida como:

$$F = \frac{\sum [c \cdot l + (P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \operatorname{tg} \phi']}{\sum (P \cdot \operatorname{sen} \theta)} \quad (1)$$

Onde: F = fator de segurança; c = coesão; l = largura da base da lamela; γ = Peso específico da lamela; θ = inclinação da base da lamela; ϕ = ângulo de atrito interno do solo e u = poro pressão. Já a formulação de Bishop simplificado pode ser descrita como:

$$F_{i+1} = \frac{\sum \left[c \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta x - c \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \theta / F_i}{\cos \theta + \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{sen} \theta / F_i} \cdot \operatorname{tg} \phi \right]}{\sum (P \cdot \operatorname{sen} \theta)} \quad (2)$$

Onde: F_{i+1} = fator de segurança inicial da iteração; F_i = fator de segurança final da iteração; c = coesão; l = largura da base da lamela; γ = Peso específico da lamela; θ = inclinação da base da lamela; ϕ = ângulo de atrito interno do solo e u = poro pressão.

2.3 APLICAÇÃO COMPUTACIONAL

A aplicação computacional necessita, previamente, que as seções sejam desenhadas no software Autocad, da empresa Autodesk, para que se obtenham as coordenadas da geometria do talude.

Após a obtenção dos parâmetros de resistência, geometrias das camadas e das coordenadas, utilizou-se o software Slope/w da empresa Geostudio.

Posteriormente, aplicou-se os mesmos inputs no software excel, da empresa Microsoft e também, acrescentou-se a mesma superfície de ruptura determinada pelo Slope/w. Para que houvesse uma aproximação considerável entre o resultados dos fatores de segurança, obtidos no Slope/w e no Excel, as superfícies de ruptura, das seções analisadas, foram divididas em vinte lamelas (número de lamelas configurado no Slope/w). Essas lamelas tiveram suas bases e alturas médias cotadas, para serem inseridas nas planilhas.

Essa aplicação teve a finalidade de verificar a estabilidade das seções originais do talude.

O talude foi dividido em seis seções, e cada seção foi analisada tanto pelo método de Fellenius quanto pelo de Bishop Simplificado.

A aplicação computacional foi prosseguida com a aplicação de uma carga distribuída em uma das seções do talude, para verificação do fator de segurança mínimo. Para a inserção da carga distribuída foi utilizado o software Macstar 2000 da empresa Maccaferri.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A preparação das amostras e a determinação do teor de umidade para os ensaios de caracterização foi feita de acordo com os requisitos estabelecidos na NBR 6457. Os resultados podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1. Teor de umidade das amostras do talude

Localização do solo	Umidade média (%)
Camada superior	3,18
Camada inferior	6,38

A determinação da Massa específica dos grãos foi feita seguindo os critérios da NBR 6508 e pode-se observar os resultados obtidos na Tabela 2.

Tabela 2. Massa específica dos grãos para as duas camadas do talude

Localização do solo	Massa específica (g/cm ³)
Camada superior do talude	2,642
Camada inferior do talude	2,621

A determinação dos limites de consistência seguiu as diretrizes das NBRs 6459 e 7180 e pode-se observar os resultados obtidos na Tabela 3.

Tabela 3. Limites de consistência das camadas.

Camadas	Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Índice de plasticidade (%)
Camada superior	45,72	30,20	15,52
Camada inferior	51,01	28,21	22,80

A obtenção da curva granulométrica obedeceu aos critérios da NBR 7181. As curvas granulométricas são evidenciadas nas figuras 4 e 5, assim como os percentuais granulométricos descritos nas tabelas 4 e 5.

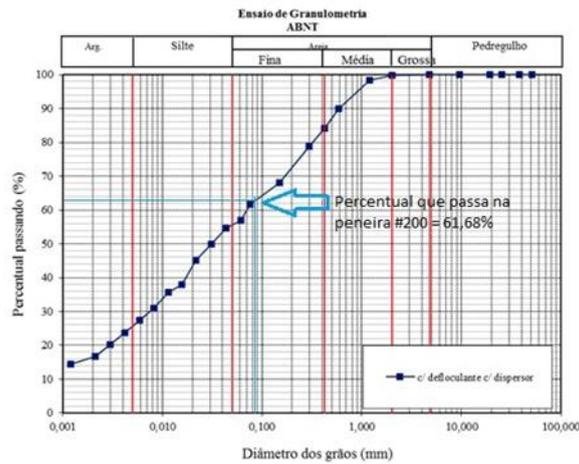


Figura 4. Curva granulométrica da camada superior do talude.

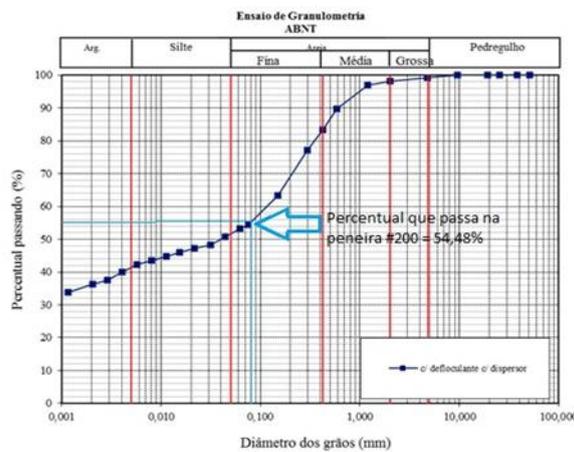


Figura 5. Curva granulométrica da camada inferior do talude.

Tabela 4. Frações granulométricas da camada superior.

Materiais da camada superior do talude	Percentual granulométrico referente (%)
Pedregulho	0,0
Areia grossa	0,22
Areia média	15,68
Areia fina	29,55
Silte	27,19
Argila	27,35

Tabela 5. Frações granulométricas da camada inferior.

Materiais da camada superior do talude	Percentual granulométrico referente (%)
Pedregulho	0,88
Areia grossa	0,99
Areia média	14,75
Areia fina	32,62

Silte	8,43
Argila	42,33

Utilizando o USCS (Unified Soil Classification System), que é o Sistema de classificação unificada dos solos, que obedece aos critérios da ASTM D2487-11, identificou-se que as duas camadas do talude são formadas por solos finos, pois os percentuais que passam na peneira #200 (0,075mm) são maiores que 50%. A camada superior é formada por um silte areno-argiloso e a camada inferior é formada por uma argila arenosa pouco siltosa.

3.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto obedeceu aos critérios da ASTM D3080-98, e permite a determinação de parâmetros como coesão e ângulo de atrito interno, que são estritamente necessários para a análise da estabilidade de um maciço de solo.

As amostras foram coletadas através de cravação in loco, como mostrado na figura 6, e, logo após a coleta, as mesmas foram envolvidas em papel filme, como podemos ver na figura 7. Todo esse procedimento foi realizado para que as características naturais de umidade e resistência do solo fossem mantidas. No total, foram coletadas 8 amostras, quatro de cada ponto do talude.



Figura 6. Escavação para obtenção de amostragem indeformada.



Figura 7. Amostras envolvidas em papel filme.

O ensaio consiste basicamente na aplicação de uma força vertical N e uma força tangencial T até que se provoque o rompimento do corpo de prova.

Após realizadas as leituras das forças de rompimento, calcula-se as tensões de ruptura através do quociente da força aplicada no instante do rompimento pela área da seção transversal do corpo de prova.

As tensões iniciais foram 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0 Kg/cm^2 , ou seja, para cada camada do talude utilizou-se 4 tensões iniciais diferentes.

Durante o ensaio com as amostras da camada superior do talude, um dos corpos de prova não rompeu com a tensão inicial de 2,0 Kg/cm^2 , o que gerou um gráfico da reta de ruptura com um ponto a menos em relação a camada inferior. É possível observar esse detalhe, comparando as figuras 8 e 9.

As tensões de ruptura e os parâmetros de resistência dos solos em estudo são apresentados nas tabelas 6, 7 e nas figuras 8 e 9.

Tabela 6. Tensões de ruptura das camadas do talude.

Camada superior		Camada inferior	
Tensão Normal (KPa)	Tensão Cisalhante (KPa)	Tensão Normal (KPa)	Tensão Cisalhante (KPa)
0		0	
51,89	73,83	51,91	84,96
103,58	118	108,09	132,02
160,03	156,27	181,14	199,16
		235,46	255,47

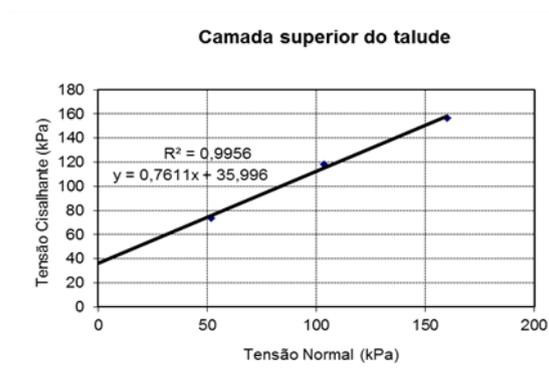


Figura 8. Reta limite para ruptura da camada superior.

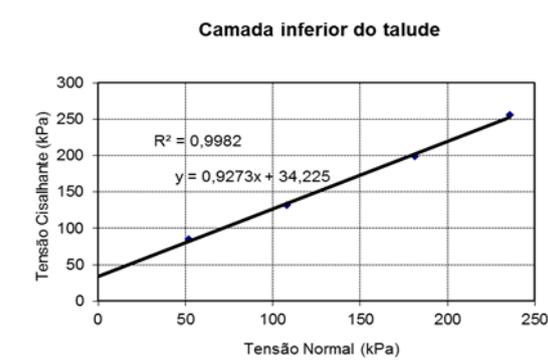


Figura 9. Reta limite para ruptura da camada inferior.

Tabela 7. Parâmetros de resistência das camadas.

Camada superior		Camada inferior	
Coesão (KPa)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (KPa)	Ângulo de atrito (°)
36,00	36,93	34,22	43,22

3.3 SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

As figuras 10 e 11 mostram a utilização do software Slope/w, onde, em cada seção do talude, foram realizadas duas aplicações para a determinação dos fatores de segurança. Uma das aplicações usou o método de Fellenius e a outra usou o método e Bishop Simplificado.

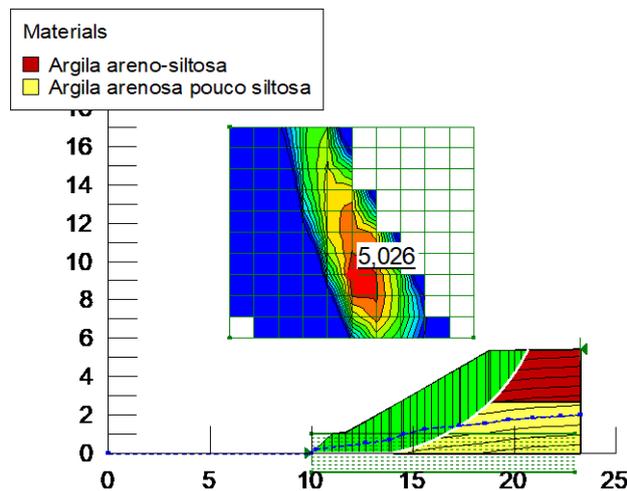


Figura 10. Simulação da seção 01 - Fellenius.

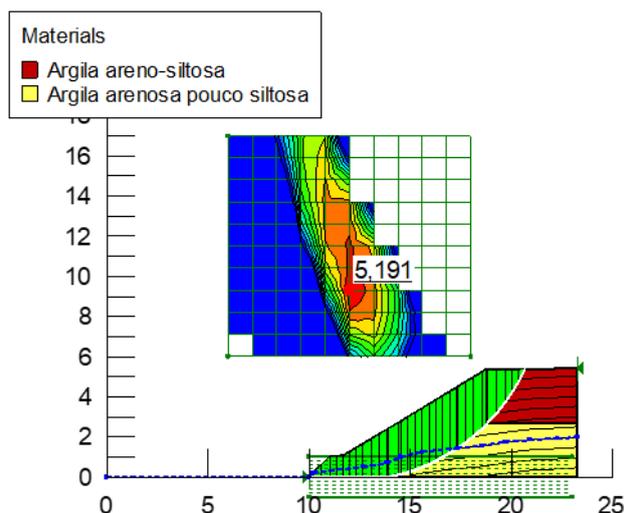


Figura 11. Simulação da seção 01 - Bishop simplificado.

O Slope/w foi utilizado não somente na seção 1, mas também nas seções 2, 3, 4, 5 e 6.

Como dito anteriormente, as simulações foram feitas também, em planilhas com as mesmas formulações matemáticas. Para a facilidade da análise, todos os fatores de segurança obtidos, foram resumidos na tabela 8.

Tabela 8. Fatores de segurança mínimos obtidos.

Seção	Modelo Matemático	Slope/w	Planilha Excel
01	Fellenius	5,026	5,0559
	Bishop s.	5,191	5,4883
02	Fellenius	4,577	4,7017
	Bishop s.	4,835	5,1016
03	Fellenius	4,707	4,6211
	Bishop s.	4,887	4,8718
04	Fellenius	4,614	4,5263
	Bishop s.	4,818	4,8278
05	Fellenius	4,703	4,5723
	Bishop s.	4,903	4,8766
06	Fellenius	4,962	4,9252
	Bishop s.	5,206	5,3722

Com os fatores de segurança obtidos, identificou-se que o talude original, de acordo com a NBR 11682, já era uma estrutura com o grau de segurança alto, antes mesmo da execução da obra de contenção, pois todas as seções analisadas apresentaram fatores de segurança bem maiores que 1,5.

Antes da execução da obra de contenção no talude, já era almejada a construção de uma pequena estação elevatória de esgoto na região acima do maciço. Isso foi um dos fatores que influenciou na execução do reforço.

Entretanto, para a seção 04 do talude, foi simulada, através do software Macstar 2000 da Maccaferri, uma carga distribuída de 525 KPa e o talude continuou com um alto grau de segurança, pois apresentou o FS_{\min} de 1,501 como mostra na figura 12.

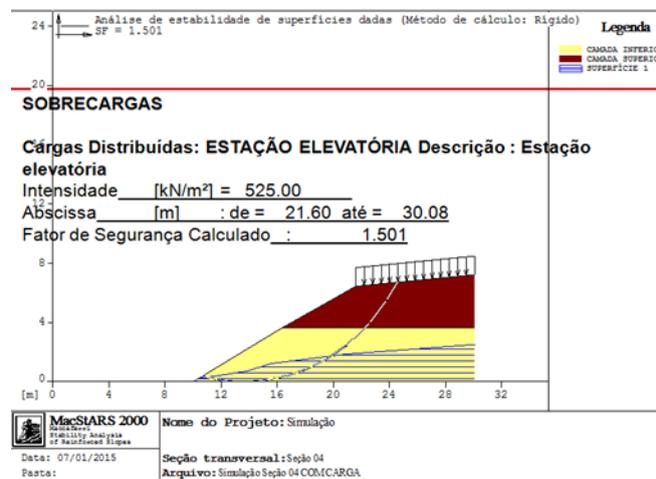


Figura 12. Simulação da seção 04 - Bishop Simplificado.

O método de cálculo de Fellenius é mais conservador, pois não leva em consideração as reações entre as lamelas vizinhas. Esse detalhe pode ser observado nos fatores de segurança obtidos pelo Slope/w e pela planilha.

Segundo Massad (2010), a análise que o método de Fellenius dá às pressões neutras pode levar facilmente ao cálculo de estruturas de contenção superdimensionadas, principalmente, se o talude apresentar uma poro-pressão elevada.

Deduz-se, portanto, que, quanto maior for a poro-pressão, maior será a diferença entre o método de Fellenius e os métodos mais rigorosos.

4 CONCLUSÃO

Pela classificação unificada, as duas camadas do talude analisado, resultaram em uma argila e um silte. No entanto, as duas camadas apresentaram uma quantidade bastante considerável de areia, e isso justifica os elevados ângulos de atrito, obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

Com os resultados também é possível observar o conservadorismo do método de Fellenius. Esse método considera que as forças entre as lamelas são paralelas às bases e, além disso, o método ignora as forças resultantes das pressões neutras, que atuam nas faces entre as lamelas.

A diferença entre os valores dos fatores de segurança de Fellenius e Bishop tem o aumento proporcional à poro-pressão.

Todas as seções analisadas do talude original obtiveram fatores de segurança bem maiores que 1.5. Portanto, de acordo com a NBR 11682, a estrutura já era bastante estável, antes mesmo da execução das geogrelhas.

Na seção 04, foi simulada uma carga de 525 KPa, e o fator de segurança reduziu para 1,501, ou seja, aquela seção do talude ainda suportaria uma carga de 525 KPa com um alto grau de segurança.

O projeto de estabilização do talude, portanto, foi superdimensionado contra a ruptura. Para o mesmo, bastaria revesti-lo com uma gramínea para a estabilização de erosões, prescindindo assim, de um muro de arrimo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Pensilvânia, 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D2487 – 11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508: Grãos que passam na peneira de 4,8 mm: Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de taludes: Rio de Janeiro, 1991.

GEOSTUDIO Slope/w for Windows 8.1. Version 2012. Geostudio International Ltd, 2012. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com>> Acesso em 03 de Janeiro de 2014.

MACCAFERRI Macstars 2000 for Windows 8.1. Version 2015. Maccaferri do Brasil LTDA, 2000. Guia para elaboração de projetos. Disponível em: <<http://www.maccaferri.com.br>>. Acesso em 15 de janeiro de 2014.

Massad, F. (2010) Obras de Terra. Curso básico de geotecnia. 6.ed., Oficina de textos, São Paulo, BRASIL, vol. Único.

Capítulo 23

APLICAÇÃO E VOLATILIZAÇÃO DO 2,4-D NA SUPERFÍCIE DE SOLOS EM DIFERENTES HORÁRIOS

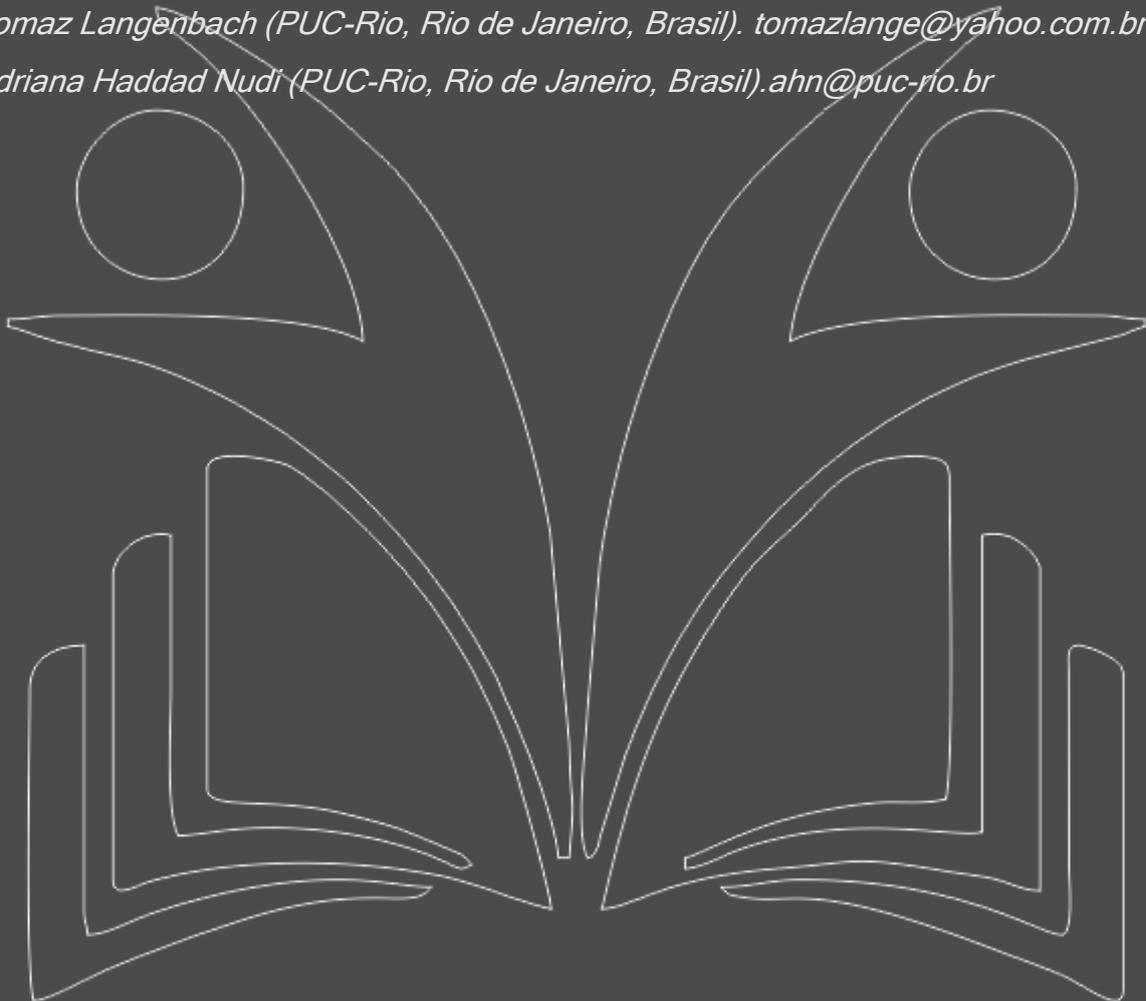
[DOI: 10.37423/200500926](https://doi.org/10.37423/200500926)

Daniel Gomes da Costa (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil). dgcdaniel@hotmail.com

Tácio Mauro Pereira de Campos (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil). tacio@puc-rio.br

Tomaz Langenbach (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil). tomazlange@yahoo.com.br

Adriana Haddad Nudi (PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil). ahn@puc-rio.br



RESUMO: A volatilização de defensivos agrícolas é influenciada por cinco fatores: as características do solo, as características do próprio defensivo, as condições climáticas, a cobertura vegetal e o manejo agrícola. O objetivo do trabalho foi estudar a volatilização de acordo com a influência das características físico-mineralógicas dos solos e do horário de aplicação do herbicida. Estudos foram feitos para desenvolver a metodologia de medição, validar o método de quantificação do composto através da técnica cromatográfica, e pesquisar variações de manejo que resultem na menor perda por volatilização. Os solos foram expostos ao 2,4-D em duas sucessões distintas: uma aplicação do herbicida no início do dia – noite e a outra aplicação no início da noite – dia, ambas com duração de 24 horas. Segundo os resultados, o efeito da umidade intersticial foi preponderante sobre os outros parâmetros do solo, e a volatilização foi maior nos experimentos que começaram no início da manhã. Durante a análise das amostras foi observado outro composto em concentrações maiores, indicando possível metabólito do 2,4-D.

PALAVRAS-CHAVE: Poluição aérea, herbicida, volatilização, solos não saturados.

1 INTRODUÇÃO

Em experimentos de balanço de massa em condições contidas, a volatilização de agrotóxicos sempre aparece com valores em torno de 1% (Correia et al, 2007; Langenbach et al, 2000; Langenbach et al, 2001). Porém, relatos frequentes feitos em campo mostram que os valores de volatilização podem ser maiores que 50% (Gish et al, 2011; Prueger et al, 2005; Carlsen et al, 2006; Yates et al, 2002).

Tendo isto em vista, este trabalho teve como objetivo avaliar a volatilização a partir da aplicação do herbicida 2,4-D, em experimentos feitos em condição de campo, em horários diferentes e na superfície de solos distintos. A execução do experimento em ambiente externo visa obter dados ambientalmente representativos de volatilização a partir do solo após aplicação do agrotóxico. Como foco foi estudado a influência na volatilização considerando as características do solo.

O 2,4-D foi escolhido por ser o segundo herbicida mais vendido no Brasil (Anvisa, 2012) e por possuir a maior pressão de vapor a 25°C entre os cinco herbicidas mais vendidos no país (Toxnet, 2015).

Para abordar a redução da volatilização através do manejo do horário de aplicação, a programação de campo foi dividida em duas campanhas de amostragem. Uma foi realizada às 7 horas e a outra às 17 horas, ambas com exposição de 24 horas.

Devido a falta de informações científicas sobre volatilização e pelo fato que o Brasil é o maior consumidor de agrotóxicos no mundo, procuramos através do manejo agrícola identificar formas de redução do uso de pesticidas e, portanto, da poluição aérea em benefício da saúde e do meio ambiente.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO

No primeiro momento, foram retiradas as amostras de solo para realizar os ensaios de caracterização física e mineralógica. A amostra do solo 1 foi retirada no campus avançado da PUC-Rio em Tinguá e o solo 2 foi coletado no município de Duque de Caxias, em uma rua vicinal, perpendicular à Avenida Kennedy, no km 12 da Rodovia Washington Luiz. Ambos os solos foram submetidos à análise morfológica através de lupa binocular.

Os ensaios de caracterização foram realizados para distinguir as propriedades de cada solo. Os procedimentos seguiram as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), dos quais se destacam a NBR 6457/1986, NBR 7181/1984, NBR 6508/1984, NBR 6459/1984, e NBR 7180/1984. Na Embrapa Solos foi realizado o ensaio carbono orgânico pelo método químico (EMBRAPA, 1997). Para a obtenção da curva característica foi utilizada a técnica do papel filtro (Lopes, 2006). Os ensaios de porosimetria por injeção de mercúrio foram executados no Laboratório da Fundação de Apoio à Física e à Química da Universidade de São Carlos.

2.2 ANÁLISE DO 2,4-D

2.2.1 REAGENTES E CONSUMÍVEIS

Padrão do herbicida 2,4-D ($\geq 98\%$ de pureza) da Sigma-Aldrich. Os solventes utilizados foram Diclorometano de grau LC da Macron, Metanol de grau HPLC da J.T.Baker e Hexano (95% n-Hexano) de grau LC da Macron. A resina XAD-2 da SKC, referência 226-58, 140 mg x 270 mg.

2.2.2 EQUIPAMENTOS

Cromatógrafo líquido da marca Shimadzu, modelo LC-10AD, capacidade de pressão de 10 a 400 kgf/cm², com detector UV-VIS, modelo SPD-10A VP e controlador de sistema com capacidade de armazenamento de dados, modelo CBM-20^a. Coluna Luna C18, 5 μ m, 100 Å, 150 mm x 4,6 mm, marca Phenomenex, referência 00f-4252-e0. Evaporador Turbo Vap 500 da Biotage. A fase móvel utilizada foi MeOH:H₂O (75:25) com fluxo de 1 ml.min⁻¹. O volume de injeção foi de 20 μ l (isocrática) e detector UV operado em 230 nm.

2.2.3 PROCEDIMENTO DE EXTRAÇÃO DAS AMOSTRAS

Diversas técnicas analíticas são disponíveis para análises de agrotóxicos em matrizes ambientais e, no caso de compostos fenoxiacéticos, usualmente é escolhido o HPLC, visto que analisa diretamente os contaminantes orgânicos sem a necessidade da derivatização (Kashyap et al, 2005; Moret et al, 2005; Silva et al, 2007).

O método de extração foi baseado no trabalho de Dos Santos et al (2011). A amostra foi colocada num vial de 12 ml, no qual foi adicionado 8 ml da mistura de solventes n-hexano:DCM (1:1). A solução foi agitada por 30 segundos no vortex e submetida a 15 minutos no ultrassom. O extrato foi recolhido e reservado em um vial de 40 ml. A extração da resina foi repetida duas vezes, totalizando 24 ml de

solução. Desta solução foi retirada uma alíquota de 2 ml e levada à secura no Turbo Vap. A solução foi ressuspensa a 1 ml de MeOH e 20 µl foi injetada no cromatógrafo.

2.2.4 VALIDAÇÃO DO MÉTODO

Foram realizados testes de repetitividade, reprodutibilidade, recuperação, linearidade, limite de detecção do equipamento e do método para garantir a confiabilidade nos resultados obtidos referentes as amostras de campo.

Foram feitas três curvas de calibração em três dias diferentes, com 7 níveis de concentração, 0,1; 0,5; 1,0; 2,0; 10,0; 20,0 e 30,0 µg.ml⁻¹. A partir do ajuste linear para as curvas de calibração, foram obtidos $R^2 > 0,99$. O limite de quantificação ficou em 0,1 µg.ml⁻¹ e o limite de detecção do método apresentou-se em 0,05 µg.ml⁻¹.

A recuperação do analito pode ser estimada pela análise de amostras adicionadas com quantidades conhecidas do mesmo. Foram realizadas extrações em triplicata com quatro concentrações distintas. Os percentuais de recuperação variaram de 70,8 a 99,9% (Tabela 1), atendendo ao intervalo aceitável entre 70 e 120% (Ribani et al, 2004).

Tabela 1. Média da recuperação de quatro concentrações de 2,4-D em testes de recuperação.

2,4-D (µg ml ⁻¹)	Recuperação amostra 1 (%)	Recuperação amostra 2 (%)	Recuperação amostra 3 (%)
1,0	73,8	71,7	70,8
8,0	75,8	77,6	76,7
20,0	88,7	99,9	96,7
30,0	92,2	92,0	96,9

2.3 VOLATILIZAÇÃO NO CAMPO

Devido a falta de estudos similares, o trabalho é inovador e, por isto a metodologia precisou ser desenvolvida.

As amostras de solo foram compactadas na densidade in situ, 1,46 e 1,32 g/cm³ respectivamente, e inseridas em colunas de PVC com diâmetro interno de 15 centímetros. A aplicação do herbicida se deu na superfície dos solos e a distribuição das colunas foi separada em chapas de madeira (Figura 1). Foram moldadas 4 réplicas para cada solo (3 amostras contaminadas e 1 amostra sem aplicação do herbicida) e, portanto, construídos 8 microcosmos. O esquema dos microcosmos foi apresentado na

Figura 2. As duas amostras sem a aplicação do herbicida foram posicionadas a 100 metros de distância das demais para evitar a contaminação pelo ar.

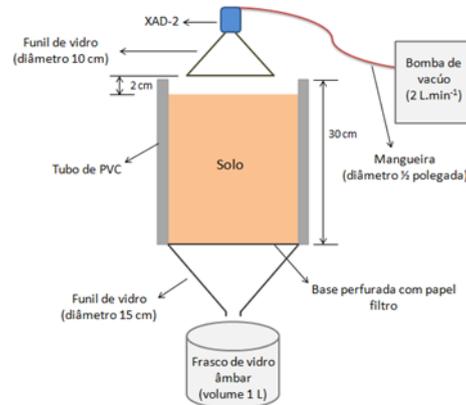


Figura 1. Esquema do microcosmo durante experimento

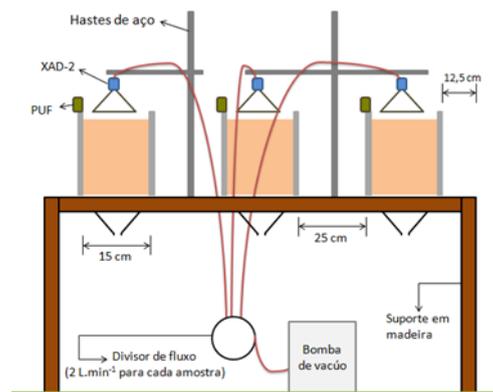


Figura 2. Distribuição dos microcosmos em campo

A aplicação do 2,4-D foi feita manualmente de acordo com a quantidade agrônômica maior indicada pelo MAPA (2014), ou seja, a dose do produto de 7% e volume de calda de 250 L.ha⁻¹, por gotejamento, através do uso de seringa Hamilton, distribuída homogênea na superfície de cada solo (i.e. 12,43 mg de 2,4-D). A aplicação por spray foi descartada devido a eventuais perdas pela deriva. Por ser um sistema aberto é necessário determinar a perda pelos ventos laterais e para isto se posicionou espumas de poliuretano (PUF). Para garantir o sistema aberto e evitar a obstrução lateral das correntes laterais no entorno do microcosmo, o PUF foi colocado somente em uma direção.

No experimento utilizou-se cartuchos de XAD-2 e espumas de poliuretano (PUF) como sorventes para coleta de materiais gasoso e aerosol. O XAD-2 é o sorvente mais utilizado e recomendado para este tipo de amostragem por apresentar alta eficiência de desorção do composto (Aulagnier et al, 2008).

Para absorver as partículas volatilizadas nos microcosmos foi instalada uma coifa de vidro que foi afixada por uma mangueira de silicone a um XAD-2 conectado a uma bomba de vácuo regulada a um fluxo de ar de 2 L.min⁻¹. A duração de cada experimento foi de 24 horas, pois segundo Prueger et al. (2005), o fluxo máximo de volatilização se dá entre 12 a 24 horas após aplicação do agrotóxico. Geralmente a cinética de volatilização a partir do solo superficial é similar para diferentes pesticidas, atingindo seu máximo no momento da aplicação e chegando a 50% de perda após 8 horas (Bedos et al, 2002).

Para abordar a redução da volatilização do 2,4-D através do manejo do horário de aplicação, programação de campo foi dividida em duas campanhas de amostragem. Uma foi realizada às 7 horas da manhã e a outra às 17 horas da tarde. O experimento teve início às 7 horas da manhã do dia 23/10/2014 e finalizou às 7 horas da manhã do dia 25/10/2014.

O experimento foi realizado em Tinguá, a pleno sol, sem qualquer tipo de sombreamento, ao lado de uma Estação Meteorológica Automatizada (EMA), modelo Campbell SCI (2008, Campbell do Brasil Ltda), que permite armazenar a coleta de dados meteorológicos em intervalos de 5 minutos.

3 RESULTADOS

A partir da análise morfoscópica, o solo coluvionar 1 possui feldspatos alterados de coloração creme e baixo teor de quartzo. Os grãos de quartzo são angulosos e não polidos, em sua maioria, indicando ausência de transporte. É notável a quantidade de concreções de argila com quartzo. Notam-se também concreções de óxido de ferro com argila e ausência de mica. O solo é bem graduado, com o predomínio de material argiloso. O solo 2 é caracterizado como um solo residual jovem, constituído basicamente pela biotita alterada com argila, poucos grãos de quartzo e pelo óxido de manganês. O material é proveniente do migmatito e sua coloração avermelhada é consequência da alteração da biotita associada ao óxido de ferro. Os pacotes de mica intemperizam ao longo dos planos bazais, liberando o ferro e, então, as partículas de argila cimentam pelo óxido de ferro.

Os resultados das características físico-químicas de ambos os solos foram apresentados na Tabela 2. Nos solos predominam as frações finas, diferenciando-se pela predominância de argila ou de silte. O solo 1 apresentou um índice de atividade baixo, e o solo 2 não apresentou plasticidade.

Ao observar as curvas de retenção do solo 1 e do solo 2 nas Figuras 3 e 4 pode-se notar que o solo 1 retém a umidade por mais tempo, quando a sucção média varia, que o solo 2.

Tabela 2. Características físico-químicas dos solos

	Solo 1	Solo 2	
Granulometria	Pedregulho (%)	1,4	0,0
	Areia Grossa (%)	15,2	0,7
	Areia Média (%)	15,3	13,4
	Areia Fina (%)	6,6	22,3
	Silte (%)	9,8	49,7
	Argila (%)	51,7	13,9
Limite de Liquidez (%)	71,6	-	
Limite de Plasticidade (%)	33,8	-	
Índice de atividade	0,63	-	
Teor de umidade natural (%)	25,3	25,5	
Porosidade (%)	55,99	61,84	
Densidade <i>in situ</i> (g/cm ³)	1,46	1,32	
Teor de matéria orgânica (%)	0,74	1,98	
pH	3,89	3,55	

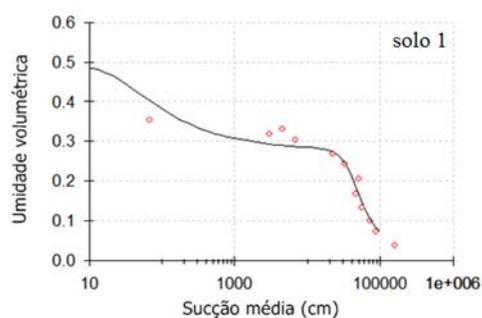


Figura 3. Curva de retenção do solo 1

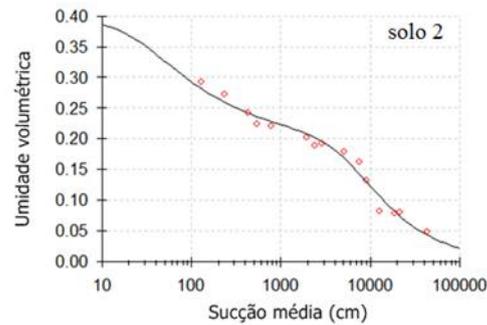


Figura 4. Curva de retenção do solo 2

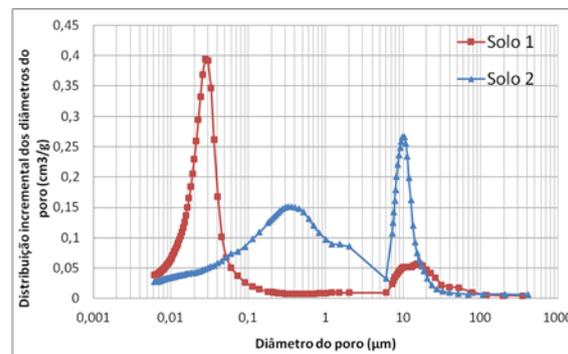


Figura 5. Ensaio de porosimetria de mercúrio dos solos

Outro experimento foi feito visando determinar a volatilização total através do balanço de massa, aplicando a solução do herbicida em placas de vidro. O balanço de massa é composto da volatilização medida pela somatória funil, XAD-2 e PUF, degradação do 2,4-D, parcela extraída do solo, parte não extraível do solo e perda lateral pelos ventos. As variáveis que não são possíveis de quantificar são o resíduo não extraível do solo e a perda por ação dos ventos. Eliminando o solo do sistema, o balanço de massa se restringe apenas a soma da volatilização no XAD-2, no PUF e na extração das vidrarias (superfície dos funis e nas placas Petri), o que permite determinar aproximadamente a perda. Sabendo a concentração aplicada nas placas menos o valor analisado de 2,4-D na vidraria, no XAD-2 e no PUF, pode-se determinar a perda pelos ventos. Os resultados deste experimento estão apresentados na Tabela 3. Utilizando os valores médios, no experimento iniciado pela manhã, 4,50% do herbicida foi quantificado no PUF, XAD-2, funil e placa de Petri, restando 11,40% para a perda não detectável dos ventos. No experimento que iniciou no final da tarde, tal perda chega a 17,19%.

Tabela 3. Análise de 2,4-D em diferentes controles de experimento de balanço de massa sem solos. Os valores estão expressos em % do valor adicionado na placa de Petri.

Amostras	Manhã (1) (%)	Manhã (2) (%)	Média (%)	Tarde (1) (%)	Tarde (2) (%)	Média (%)
Funil	1,00	1,06	1,03	0,94	0,98	0,96
XAD-2	1,27	1,31	1,29	1,19	1,18	1,18
PUF	1,03	3,32	2,18	-	-	-
Placa Petri	76,68	91,51	84,10	85,94	75,40	80,67
Balanço de Massa	-	-	88,60	-	-	82,81
Perda	-	-	11,40	-	-	17,19
Eficiência da determinação de volatilização (E = volatilização* x 100 /Perda)	-	-	39,47	-	-	12,45

*volatilização medida = funil+XAD+PUF

O resultado do experimento de volatilização no campo com os solos foi apresentado na Tabela 4. Nesta tabela, as siglas das amostras indicam o tipo de solo (solo 1 ou solo 2) e o período (manhã ou tarde) em que o experimento foi iniciado. Os cromatogramas obtidos mostraram com regularidade um pico não identificado que aparece a 11,5 minutos na corrida cromatográfica. Este composto sugere um possível metabólito do herbicida que pode ter sofrido fotodegradação. Na literatura, autores identificaram diversos metabólitos provenientes da exposição solar ao 2,4-D, como por exemplo Holt et al. (2012). As análises das “amostras controle” não apresentaram nenhum pico no tempo de 1,3 minuto, no tempo de retenção do 2,4-D, indicando que não houve contaminação aérea.

Os resultados da Tabela 4 mostram que os valores medidos no PUF são bastante superiores que os do XAD-2. Na comparação entre aplicação nos dois horários, os valores de volatilização de manhã são maiores entre 9 e 30% em relação a aplicação da tarde. Se corrigirmos os valores menores de 1,35% e maior de 1,92% pela eficiência da medida de volatilização (Tabela 3), teremos os valores de 3,38 e 4,80% de volatilização de 2,4-D.

Tabela 4. Recuperação do 2,4-D nas amostras de campo nas matrizes XAD-2 e PUF

Amostras	XAD-2		PUF		XAD-2 + PUF	
	Recuperação (%)	Média (%)	Recuperação (%)	Média (%)	Recuperação (%)	Média (%)
S1M(1)	0,52		< LQ		0,52	
S1M(2)	0,18	0,42	1,25	1,25	1,43	1,67
S1M(3)	0,58		< LQ		0,58	
S1T(1)	0,36		0,67		1,03	
S1T(2)	0,33	0,36	< LQ	0,99	0,33	1,35
S1T(3)	0,38		1,32		1,70	
S2M(1)	0,71		< LQ		0,71	
S2M(2)	0,20	0,40	1,35	1,52	1,55	1,92
S2M(3)	0,30		1,69		1,99	
S2T(1)	0,05	0,37	1,33	1,32	1,38	1,69

S2T(2)	0,45	< LQ	0,45
S2T(3)	0,59	1,32	1,91



Figura 6. Composto não identificado em 11,5 minutos de corrida cromatográfica de uma amostra de campo

4 DISCUSSÃO

Nos sistemas abertos há uma grande perda de produtos voláteis decorrente dos ventos, o que foi facilmente observado nos experimentos. Os ventos são oscilantes chegando a valores de $2,3 \text{ m s}^{-1}$, o que resultou na quantidade de resíduos captada no XAD-2 de até 3 vezes menor que os valores medidos no PUF. Qualquer forma de captação de voláteis permite uma evasão e, com isto, sempre ocorrerão perdas. É preciso medir estas perdas para poder corrigir os valores de volatilização. Conseqüentemente, a alternativa mais adequada foi medir estas perdas através do balanço de massa. Na experiência com as placas de Petri verificou-se que o 2,4-D retido no funil é semelhante ao que foi medido no XAD-2 (Tabela 3). A comparação dos valores do XAD-2 com os PUFs fica prejudicada pela perda das amostras do experimento da tarde. A discrepância entre os valores de repetição na parte da manhã sugere que a posição dos PUF's foram diferentes em relação ao vento, captando valores distintos de produtos voláteis. Isto aponta a necessidade de aprimoramento técnico no posicionamento dos PUF's para maior eficiência e homogeneidade na captação dos produtos voláteis. Os resultados dos resíduos que foram encontrados nas placas de Petri mostram uma diferença de 10 a 15% entre as repetições nos dois casos, valores aceitáveis para o balanço de massa. Estes dados estão próximos a eficiência determinada na tabela 1 e, nesta os valores menores tem eficiência também menor, como foi observado no caso do XAD-2 e funil. O balanço de massas mostrou no primeiro experimento 11,40% como perda, enquanto que, no segundo experimento, este valor foi de 17,19%. No experimento II a perda medida seria menor se fosse corrigido pela eficiência de extração do 2,4-D do PUF's. Em ambos os experimentos não foram considerados os valores dos metabólitos

volatilizados, o que também reduziria as perdas. Se forem considerados a soma de todos os valores volatilizados e da perda, chegamos aos valores de 15,90% e 19,33% de volatilização.

Os valores obtidos na Tabela 4 também são muito maiores quando comparados aos resultados obtidos por Langenbach *et al.* (2000) em sistema fechado e com sombreamento, em que os valores não ultrapassam de 2% em 60 dias. A comparação deste sistema fechado com o aberto, durante apenas 24 horas de exposição sugere que os fatores climáticos, sobretudo o vento, são preponderantes na volatilização.

Os experimentos com sucessão de exposição de aplicação de agrotóxicos pela manhã (dia/noite) mostraram uma tendência maior de volatilização quando comparados aos experimentos com aplicação no final da tarde (noite/dia). Estes dados da Tabela 4 mostram que a mudança no horário de aplicação dos agrotóxicos é aconselhável, visto que minimizam as perdas do produto para o ar. A redução de volatilização deve-se possivelmente a fatores de ligação dos pesticidas ao solo. As características físico-químicas dos pesticidas determinam a “partição preferencial”, ou seja, em que parcela do solo o pesticida ficará retida preferencialmente (Langenbach, 2013). Neste contexto, a polaridade da molécula ou a predominância de cargas será determinante. Por ser hidrofílico, o 2,4-D poderá ficar associado à água do solo. A solubilidade é um fator de grande importância na mobilidade do herbicida no solo e, neste caso, a umidade favorece a volatilização conforme a lei de Henry.

Como a mica possui cargas elétricas superficiais e capacidade de reter ânions e cátions, a tendência do solo 2 era de apresentar a menor volatilização, o que não foi observado. O mesmo acontece com o teor de matéria orgânica (M.O). O solo 1 apresenta menos da metade do teor de M.O no solo 2, o que deveria permitir maior volatilização no solo 1, uma vez que matéria orgânica pode ser o local de ligações ou afinidades químicas com os pesticidas permitindo sua adsorção com redução da biodisponibilidade e mobilidade no solo.

A análise do pH também parece não ser determinante, uma vez que a dissociação no solo 2 é menor e, portanto, deveria apresentar menor volatilização.

Além das características químicas que determinam a ligação pesticida-solo, os resultados diferentes da aplicação diurna ou noturna do 2,4-D no mesmo solo envolvem outras características geotécnicas determinantes. O solo 1 retém a umidade por mais tempo que o solo 2, quando a sucção média varia (Figuras 3 e 4). Por ter maior força de sucção e reter mais água, o solo 1 fica menos disponível ao processo descrito por Glotfelty *et al* (1984) de maior volatilização na sucessão chuva/calor, ocasionando menor volatilização (PUF+XAD).

Em relação à porosidade (Figura 5), o solo 2 apresenta a maior presença de macroporos e o maior

valor de porosidade média, o que pode ter influenciado na maior volatilização, uma vez que a maior presença de vazios implica no maior armazenamento de água livre, e conseqüentemente, maior evaporação quando o solo for submetido a altas temperaturas. Estes dados corroboram com a hipótese que a água no solo é um fator de maior importância na volatilização.

5 CONCLUSÕES

Em ambos os solos a volatilização com a aplicação do 2,4-D realizada durante a manhã foi maior quando comparado com a aplicação no final da tarde. Estes dados mostram que a mudança no horário de aplicação dos agrotóxicos é aconselhável, visto que podem minimizar as perdas do produto para o ar.

A volatilização do 2,4-D sempre está associada a maior umidade do solo, que é o fator preponderante para a volatilização de herbicidas, sendo que o parâmetro mais importante neste estudo foi a capacidade de retenção de água e a porosidade. Não foram observadas as influências da mineralogia, do teor de matéria orgânica e do pH dos solos.

AGRADECIMENTOS

A CAPES e PUC-Rio pelos auxílios concedidos, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

REFERÊNCIAS

Agência Nacional de Vigilância Sanitária (2013). Reportagem: seminário volta a discutir mercado de agrotóxicos em 2012, 11 abr. 2012. Disponível em

<<http://portal.anvisa.gov.br/wps/content/anvisa+portal/anvisa/sala+de+imprensa/menu+-+noticias+anos/2012+noticias/seminario+volta+a+discutir+mercado+de+agrototoxicos+em+2012>>. Acesso 09 dez. 2013.

Aulagnier, F.; Poissant, L.; Brunet, D.; Beauvais, C.; Pilote, M.; Deblois, C.; Dassylva, N. (2008). Pesticides measured in air and precipitation in the Yamaska Basin (Québec): Occurrence and concentrations in 2004. *Science of the Total Environment* v. 394, p. 338-348.

Bedos, C.; Cellier, P.; Calvet, B.; Barriuso, E.; Gabrielle, B. Mass transfer of pesticides into the atmosphere by volatilization from soils and plants: overview. *Agronomic* (22): 21-33, 2002.

Carlsen, S.C.; Spliid, N.H.; Svensmark, B. (2006). Drift of 10 herbicides after tractor spray application. *Chemosphere*, v. 64, n. 5, p. 787-794.

Correia, F.V.; Macrae, A.; Guilherme, L.R.; Langenbach, T. (2007). Atrazine sorption and fate in a Ultisol from humid tropical Brazil. *Chemosphere*, n. 67, p. 847-854.

Dos Santos, L.G.; Lourencetti, C.; Pinto, A.A.; Pignati, W.A.; Dores, E.F. (2011). Validation and application of an analytical method for determining pesticides in the gas phase of ambient air. *Journal of Environmental Science and Health, Part B: Pesticides, Food Contaminants, and Agricultural Wastes*, v.46:2, p. 150-162.

Empresa Brasileira De Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), (1997). *Manual de métodos de análise de solo*. ed 2. Rio de Janeiro: EMBRAPA-CNPQ, 212 p.

Gish, T.J.; Prueger, J.H.; Daughtry, C.S.; Kustas, W.P.; Mckee, L.G.; Russ, A.L.; Hatfield, J.L. (2011). Comparison of field-scale herbicide runoff and volatilization losses: an eight-year field. *Journal of Environmental Quality*, v. 40(5), p. 1432-42.

Glotfelty, D.E.; Taylor, A.W.; Turner, B.C.; Zoller, W.H. Volatilization of surface-applied pesticides from fallow soil. *J. Agric. Food Chem.*, 32 (3), 638-643, 1984.

Holt, E.; Weber, R.; Stevenson, G.; Gaus, C. (2012). Formation of dioxins during exposure of pesticide formulations to sunlight. *Chemosphere* v. 88, p. 364–370.

Kashyap, S.M.; Pandya, G.H.; Kondawar, V.K.; Gabhane, S.S. (2005). Rapid analysis of 2,4-D in soil samples by modified Soxhlet apparatus using HPLC with UV detection. *Journal of Chromatographic Science*, V. 43.

Langenbach, T. Persistence and Bioaccumulation of Persistent Organic Pollutants (POPs). (2013). In: Patil, Y.B.; Rao, P. (Eds.), *Applied Bioremediation - Active and Passive Approaches*. InTech, p. 406.

Langenbach, T.; Schroll, R.; Paim, S. (2000). Fate and distribution of ¹⁴C-atrazine in a tropical oxisoil. *Chemosphere*, v. 40, p. 449-455.

Langenbach, T.; Schroll, R.; Paim, S. (2001). Fate of the herbicide ¹⁴C-terbutylazine in Brazilian soils under various climatic conditions. *Chemosphere*, v. 45, p. 387-398.

Lopes, M. B. L (2006). *Influência da Sucção na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual de Filito de Belo Horizonte, MG*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica – PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 176 p.

Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (MAPA), (2014). *Consulta de Produtos Formulados*. Disponível em <http://agrofit.agricultura.gov.br/agrofit_cons/principal_agrofit_cons>. Acesso 04 jan. 2014.

Moret, S.; Sanchez, J.M.; Salvado, V.; Hidalgo, M. (2005).

The evaluation of different sorbents for the preconcentration of phenoxyacetic acid herbicides and their metabolites from soils. *Journal of Chromatography A*, v. 1099, p. 55–63.

Prueger, J. H.; Gish, T.J.; Mcconnell, L.L.; Mckee, L.G.; Hatfield, J.L.; Kustas, W.P. (2005). Solar radiation, relative humidity, and soil water effects on Metolachlor volatilization. *Environmental Science & Technology*, v. 39, n. 14.

Ribani, M.; Bottoliii, C.B.G.; Collins, C.H.; Jardim, I.C.S.F.; Melo, L.F.C. (2004). Validação em métodos cromatográficos e eletroforéticos. *Química Nova*, v. 27, n. 5, p. 771-780.

Silva, T.M.; Stets, M.I.; Mazzetto, A.M.; Andrade, F.D.; Pileggi, S.A.V.; Fávero, P.R.; Cantú, M.D.; Carrilho, E.; Carneiro, P.I.B.; Pileggi, M. (2007). Degradation of 2,4-D herbicide by microorganisms isolated from brazilian contaminated soil. *Brazilian Journal of Microbiology*, v. 38, p. 522-525.

Toxicology Data Network (TOXNET), (2015). Toxnet Database. Disponível em <<http://chem.sis.nlm.nih.gov/chemidplus/rn/94-75-7>>. Acesso 28 out. 2015.

Wolters, A. (2003). Pesticide volatilization from soil and plant surfaces: measurements at different scales versus model predictions. 142 f. Dissertação - Universidade Técnica da Renânia do Norte-Vestfália em Aachen.

Yates, S.R.; Wang, D.; Papiernik, S.K.; Gan, J. (2002). Predicting pesticide volatilization from soils. *Environmetrics*, v. 13, p. 569–578.

Capítulo 24

CPR GROUTING: AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA TÉCNICA NO ENRIJECIMENTO DE SOLOS COMPRESSÍVEIS

[DOI: 10.37423/200500955](https://doi.org/10.37423/200500955)

*Amanda Ottolini Chavão (Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Brasil) -
amandaottolini@gmail.com*

*Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Brasil). sieira@eng.uerj.br*

*André Pereira Lima (Universidade Veiga de Almeida, Rio de Janeiro,
Brasil). andrepl@globo.com*



RESUMO: A técnica de Consolidação Profunda Radial (CPR Grouting) consiste no bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevadas pressões, intercaladas com geodrenos. O tratamento resulta na diminuição do índice de vazios da camada compressível e no aumento da resistência, conduzindo a uma redução significativa dos recalques. O presente trabalho tem como objetivo comparar o comportamento de dois aterros experimentais, executados sobre solo mole, a partir de dados de instrumentação. Em um dos aterros, foi adotada a técnica CPR Grouting para tratamento do solo. O segundo aterro foi executado apenas com geodrenos. Os aterros foram implementados em uma área no Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro, que apresenta espessuras de solo mole da ordem de 8,0 m. Os resultados permitiram avaliar a eficiência da técnica. Observou-se uma redução significativa dos recalques sobre o solo tratado, uma diminuição dos deslocamentos horizontais, e uma aceleração expressiva dos recalques.

PALAVRAS-CHAVE: Consolidação Profunda Radial, Aterros Sobre Solos Moles, Adensamento.

INTRODUÇÃO

Os solos moles, em geral, apresentam grande complexidade, sob o ponto de vista da Geotecnia, pois são solos de baixa resistência, alta compressibilidade e baixa permeabilidade. A escolha de soluções construtivas de aterro sobre solos moles deve ser cautelosa, pois o carregamento gerado pode causar rupturas decorrentes da baixa capacidade de suporte, deslocamentos excessivos devido à alta compressibilidade, e recalques pós-construtivos em virtude da baixa permeabilidade do solo.

O método conhecido como Geoenrijecimento ou CPR Grouting é uma técnica brasileira de melhoramento de solos moles, que se baseia na teoria do adensamento, induzindo o solo a perder água e volume através da formação de bulbos de compressão radial do solo, via expansão de cavidades. Segundo Cirone (2016), o Geoenrijecimento é uma adaptação do Compaction Grouting para ser aplicado em solos argilosos. A técnica inicia-se com a formação de um sistema de drenagem artificial, através da cravação de geodrenos (drenos verticais fibroquímicos), seguido pela fase de expansão de cavidade, onde são formados os bulbos de compressão radial do solo através do bombeamento de geogrout sob alta pressão. (Figura 1). Devido à expansão destes bulbos os deslocamentos radiais que ocorrem nesta etapa são elevados. No caso de solos argilosos, a drenagem não ocorre de forma instantânea, o solo apresenta um comportamento não drenado durante a expansão dos bulbos de geogrout, gerando excesso de poropressão, o qual é dissipado pelo sistema de drenagem instalado previamente. O solo geoenrijecido com CPR Grouting comporta-se como um meio homogêneo, formado pela matriz (solo comprimido, confinado e adensado) e o reforço (bulbos de compressão de geogrout). As verticais com bulbos de compressão resultam no acréscimo na resistência não drenada, rigidez e, conseqüentemente, na redução dos recalques. Pesquisas que abordam casos de obras que utilizaram esta técnica são: a construção do trecho sul do Rodanel em São Paulo (Nogueira, 2010), o Parque dos Atletas no Rio de Janeiro (Riccio et al, 2013), o Parque do Cantagalo no Rio de Janeiro (Mello, 2013), aterros teste no Recreio dos Bandeirantes (Chavão, 2015 e Gondariz, 2016), entre outros.

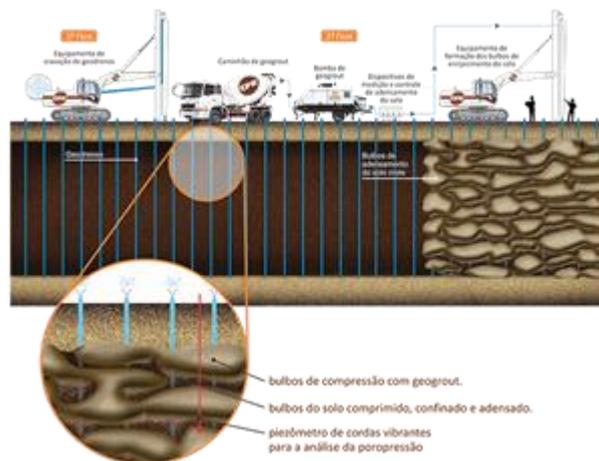


Figura 1. Fase da execução da consolidação profunda profunda radical CPR *Grouting* (Engegraut,2015).

No Parque do Cantagalo, na Lagoa Rodrigo de Freitas, Rio de Janeiro, o tratamento de solo mole com CPR Grouting foi executado com a finalidade de estabilizar definitivamente os recalques que ocorrem há décadas na região. O CPR Grouting foi aplicado no tratamento de espessa camada de argila mole, a qual atinge até 30 m de espessura. A execução dos bulbos para a formação das colunas começava, em geral, entre 9 m e 10 m de profundidade e terminava entre 2 m e 4 m abaixo do nível do terreno. Os geodrenos foram cravados até a profundidade de 15 m. A configuração básica da malha consistiu em uma distribuição triangular de geodrenos e colunas de compressão de CPR Grouting. O espaçamento entre os geodrenos foi de 1,80 m e as colunas foram dispostas nos vértices de um triângulo de lado igual a 6 m.

Para avaliar o comportamento mecânico da técnica de tratamento, foi implantada uma instrumentação geotécnica, composta por placas de recalque, inclinômetros e perfilômetros. Os resultados da instrumentação permitiram concluir que, nas camadas sob influência direta do tratamento, houve uma aceleração no processo de adensamento primário, com a ocorrência de recalque máximo da ordem de 30 cm em um período de 330 dias, o que corresponde a 22% dos recalques primários remanescentes (gerados pelas ocupações e pelos aterros construídos desde a década de 1970). Foram realizados também, ensaios mecânicos em laboratório para a caracterização das colunas de argamassa, onde se verificou que o material das colunas apresenta elevada rigidez, com módulo de elasticidade igual 6,6 GPa, quando comparado com a rigidez da argila mole do Parque do Cantagalo, cujo módulo de elasticidade é de 2,7 MPa (Mello, 2013).

Na construção do trecho sul do Rodoanel, em São Paulo, a técnica de CPR Grouting foi utilizada para estabilizar a fundação dos aterros compactados, construídos na região da represa de Billings, onde foi constatada a existência de três bolsões de solos moles. O tratamento foi aplicado em uma área de 3.700m². Para verificação da eficiência da solução, foram executados ensaios de Palheta, antes e após o tratamento com CPR Grouting. Os resultados apontaram que a resistência não drenada (S_u) passou de 6,35 kPa para 16 kPa, ou seja, houve um ganho de 150% na resistência não drenada. Quanto à deformabilidade do solo, verificou-se que o CPR Grouting reduziu, em média, 40% dos recalques esperados na camada tratada. De acordo com Nogueira (2010), estima-se que este valor seja um resultado combinado entre os efeitos produzidos pelo amolgamento do solo, decorrente da formação violenta dos bulbos das colunas de compressão do CPR Grouting, do enrijecimento da camada mole devido ao acréscimo das colunas com um material menos compressível e da redução do índice de vazios dos solos moles remanescentes.

No trecho da Via Parque, adjacente a acesso a shopping center na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, também se reporta um exemplo de aplicação da técnica de CPR Grouting (Geoinfra, 2010). A região tratada abrangeu uma área de aproximadamente 2.400 m² com extensão de pista de 120 m (Figura 2). A região de implantação da Via Parque apresenta uma camada de aterro com compactação não-controlada e espessuras variáveis, com trechos variando de 0,5 m até aproximadamente 7,0 m. Esta camada está assente sobre espessa camada de argila muito mole saturada (NSPT com 0 e 1 golpes) com trechos com 4,0 m de espessura até trechos com 14,0 m. Estudos com soluções de aterro de sobrecarga, utilização de geogrelhas na base do aterro e colunas drenantes de material granular, apesar de apresentarem aceleração dos recalques no tempo, foram insuficientes para o tempo requerido para o início das obras do aterro em si, uma vez que os recalques prosseguiriam acontecendo em um período da ordem de 4 anos. Pela necessidade de estabilização dos recalques em tempo hábil, lançou-se mão da estabilização do terreno em solo muito mole através da técnica de CPR Grouting. A técnica mostrou-se satisfatória, e os prazos da obra foram atendidos.



Figura 2. Área de tratamento de solo mole em trecho da Via de Acesso (Geoinfra, 2010)

O Pontal Oceânico é um sub-bairro nobre planejado, localizado no Recreio dos Bandeirantes (Zona Oeste – Rio de Janeiro), que ocupa uma área de 600.000 m². Para a urbanização do bairro, fez-se necessária a implantação de cerca de 2.600 m de infraestrutura de via urbana e galerias de drenagem de concreto armado. A área em estudo apresenta espessuras expressivas de solo mole (entre 3,5 m a 11,0 m de espessura), o que determina a necessidade de busca de soluções geotécnicas para execução e implantação de aterro da via urbana a curto e médio prazo. Para os trechos com prazos para estabilização e liberação da obra de até 8 meses, foi considerada a execução da técnica de Consolidação Radial Profunda (CPR Grouting) em toda a extensão do trecho (Geoinfra, 2013).

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

A necessidade de um estudo comparativo da eficiência das técnicas de tratamento de solos moles gerou a construção de dois aterros experimentais, sendo um sobre solo de fundação tratado com técnica de Consolidação Profunda Radial Grouting (CPR Grouting), e o outro sobre solo de fundação com geodrenos para aceleração dos recalques. Os aterros experimentais foram implementados na área de construção do Condomínio Palms Recreio Residencial, Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro, conforme apresentado na Figura 3.



Figura 3 – Localização do Condomínio Palms Recreio Residencial

O bairro do Recreio dos Bandeirantes localiza-se na região litorânea do oeste da cidade do Rio de Janeiro, sendo este, um dos bairros que constituem a planície da Baixada de Jacarepaguá, que se situa entre os Maciços da Pedra Branca e da Tijuca, apresentados na Figura 4. De acordo com Cabral (1979), a Baixada de Jacarepaguá caracteriza-se pela presença de solos aluvionares, arenosos e arenoargilosos, formados essencialmente de granitos e gnaisses, originados da decomposição dos materiais carreados dos maciços circundantes, sendo estes os principais sedimentos que compõem as lagoas da região. Maia (1984) ressaltam que a formação da Baixada de Jacarepaguá se deu em ciclos de erosão e sedimentação, devido a períodos de regressão e transgressão marinha.

As areias marinhas da região possuem a característica de ter compacidade crescente com a profundidade e, quase sempre, apresentam nível freático próximo à superfície. Geralmente, as areias marinhas estão assentadas sobre solos argilosos ou solos residuais de embasamento.

Outros tipos de sedimentos que constituem a baixada, são os solos argilosos e siltosos que, na localidade, apresentam uma capa de turfa e elevados teores de matéria orgânica. Estes tipos de solos constituem um problema do ponto de vista geotécnico, por apresentarem baixa permeabilidade, baixa resistência, e alta compressibilidade (Cabral, 1979).



Figura 4. Baixada de Jacarepaguá e seus Maciços. Fonte: Instituto Pereira Passos, Portal GEO

2.1. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA REGIÃO

Para identificação dos materiais existentes e caracterização da região em estudo, foi realizada uma ampla campanha de sondagens com objetivo de realizar um mapeamento geológico-geotécnico.

Além disso, foram realizados ensaios pressiométricos (PMT), e coletadas amostras para realização de ensaios de adensamento oedométricos, em laboratório.

A Figura 5 apresenta as isoespessuras de argila mole em toda extensão do empreendimento, definidas com base nas sondagens à percussão e a Figura 6 apresenta o perfil geológico-geotécnico da área onde os aterros experimentais foram assentados. Pode-se observar a presença de uma camada de argila muito mole com aproximadamente 8,0 m de espessura, e NSPT igual a zero. O nível d'água foi detectado na superfície do terreno.

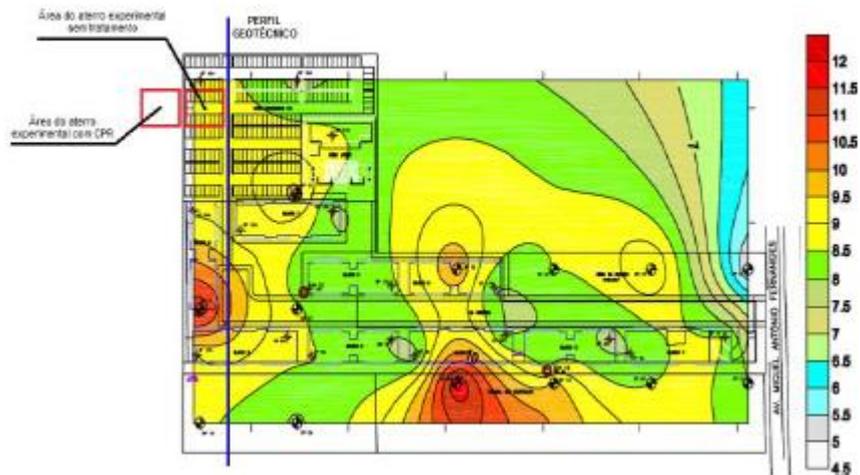


Figura 5. Curvas de isoespesura de argila mole

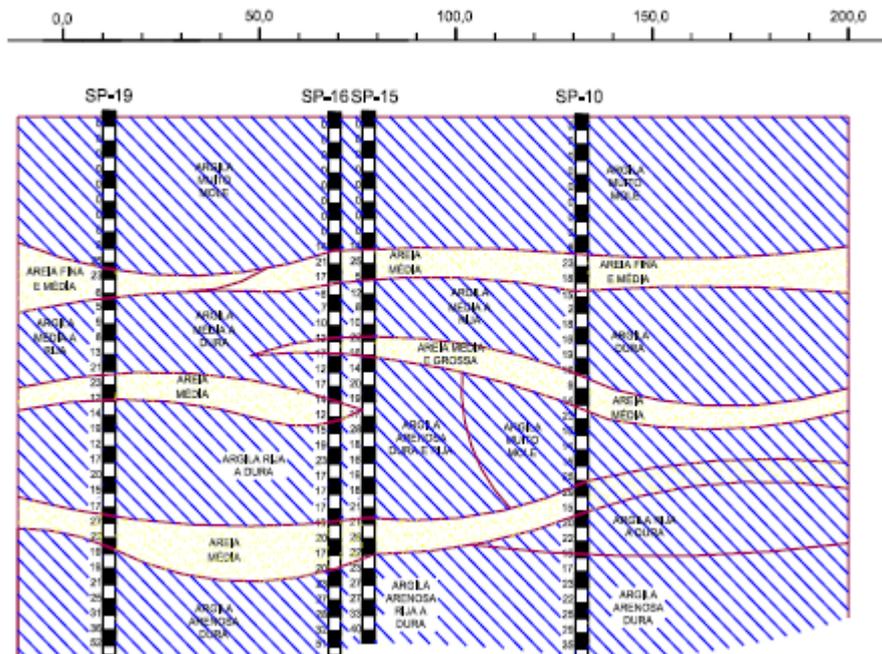


Figura 6. Perfil geológico geotécnico: área dos aterros experimentais

3 ATERROS EXPERIMENTAIS

Os serviços dos aterros testes iniciaram no dia 14 de agosto de 2014, com a marcação das áreas. No dia 18 de agosto de 2014, foi finalizada a cravação dos geodrenos em ambas as áreas dos aterros experimentais. No dia 19 de agosto de 2014, foi removido, tanto o aterro de conquista quanto o geotêxtil colocado sobre o terreno natural na época da conquista, na área do aterro sem tratamento. O aterro de conquista removido possuía 1,30 m de espessura. Após a remoção, foi lançado um

pequeno colchão de aterro granular sob o solo natural. No dia 03 de setembro de 2014, foi realizado o tratamento da área escolhida para o tratamento com CPR Grouting, com a execução das verticais de bulbo de compressão do solo, com bombeamento de geogROUT. No dia 20 de agosto de 2014, iniciou-se a instalação dos instrumentos para monitorar o desenvolvimento dos deslocamentos verticais, horizontais e poropressão no aterro sem tratamento. No aterro com CPR Grouting, a instalação começou em 03 de setembro de 2014.

Como apresentado na Figura 7, na região escolhida para construção dos aterros experimentais, os geodrenos foram instalados com espaçamento 1,5 m x 1,5 m e no aterro com tratamento utilizando a técnica CPR Grouting, as colunas de compressão foram instaladas com uma malha quadrada com espaçamento entre as colunas de 3 m x 3 m, sendo o seu diâmetro igual a 1,20m. Para este caso, admite-se que o mecanismo de drenagem ocorra preferencialmente radial até profundidade limite de instalação dos geodrenos.

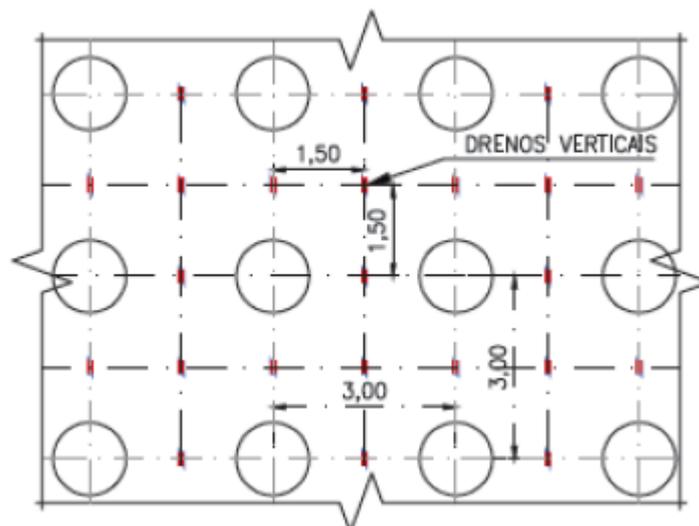


Figura 7. Detalhe da malha de geodrenos e de colunas

4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

A instrumentação de campo tem como objetivo monitorar o comportamento do solo ao longo de tempo, de modo a verificar se as premissas adotadas em projeto são representativas.

Para o monitoramento dos aterros experimentais, foram utilizados os seguintes instrumentos:

- Piezômetros, para monitoramento das poropressões;

- Placas de recalque, aranhas magnéticas e perfilômetros, para monitoramento dos recalques;
- Inclinômetros, para monitoramento dos deslocamentos horizontais.

Cabe ressaltar que, no presente trabalho, serão discutidos apenas os resultados de deslocamentos verticais (recalques).

As Figuras 8 e 9 apresentam as plantas de locação dos instrumentos do aterro sem tratamento, e do aterro com CPR Grouting, respectivamente. Observa-se que, em cada um dos aterros experimentais, foram instalados 1 piezômetro (PZ), 1 inclinômetro, 1 perfilômetro, 3 placas de recalque (PR) e 1 aranha magnética vertical (AMV). Os aterros apresentam 2,0 m de altura, com taludes 1H:1V. A base do talude tem dimensões de 12 m x 12 m e o topo de 10 m x 10 m.

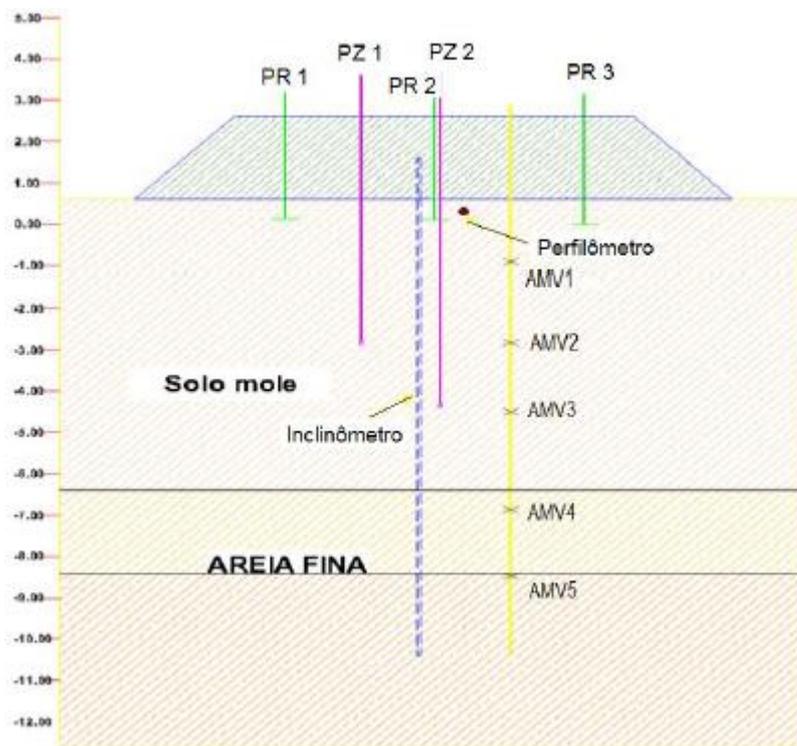


Figura 8. Locação da instrumentação do aterro experimental sem tratamento (Chavão, 2015)

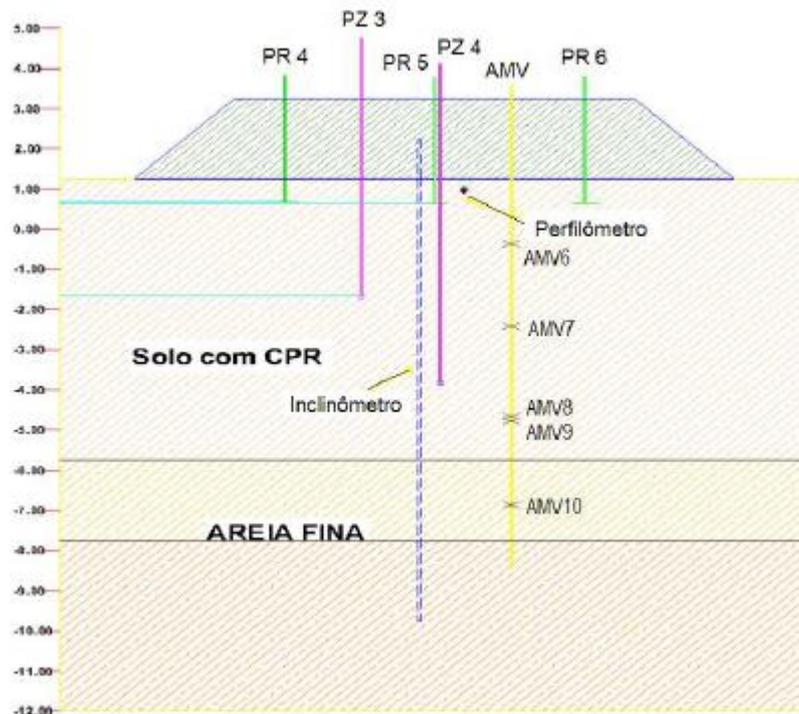


Figura 9. Localização da instrumentação do aterro experimental com CPR Grouting (Chavão, 2015)

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os deslocamentos verticais foram monitorados por três instrumentos de medição diferentes: placas de recalque, perfilômetros e aranhas magnéticas verticais.

O monitoramento das placas de recalques do aterro sem tratamento iniciou em 20 de agosto e finalizou em 15 de janeiro de 2015. Na última leitura realizada, com 148 dias de monitoramento, o deslocamento máximo registrado pela PR1 foi de 49,3 cm, pela PR2 foi de 49,7 cm e pela PR3 foi de 48,5 cm. A diferença entre os resultados registrados pelas placas foi de, no máximo, 1,2 cm, apresentando uma uniformidade das informações.

A elevação ou construção do aterro foi iniciada no dia 13 de setembro, 24 dias após o início do monitoramento e finalizada no dia 15 de setembro. Conforme apresentado na Figura 10, após a finalização da construção do aterro, as curvas de recalque vs tempo mudaram de comportamento, onde pode ser observado uma aceleração dos recalques com aumento na magnitude dos recalques em função do tempo.

Os resultados também mostram que as três curvas de recalque apresentam tendência à estabilização. Essa tendência foi comprovada pelo método de Asaoka, que estima os recalques finais a partir dos

dados da instrumentação de campo. Pelo método de Asaoka, o recalque final previsto para as placas PR1, PR2 e PR3 foi de 51,2 cm, 52,2 cm e 50,3 cm, respectivamente. Os recalques finais mostraram-se próximos, com valor médio igual a 51,2 cm.

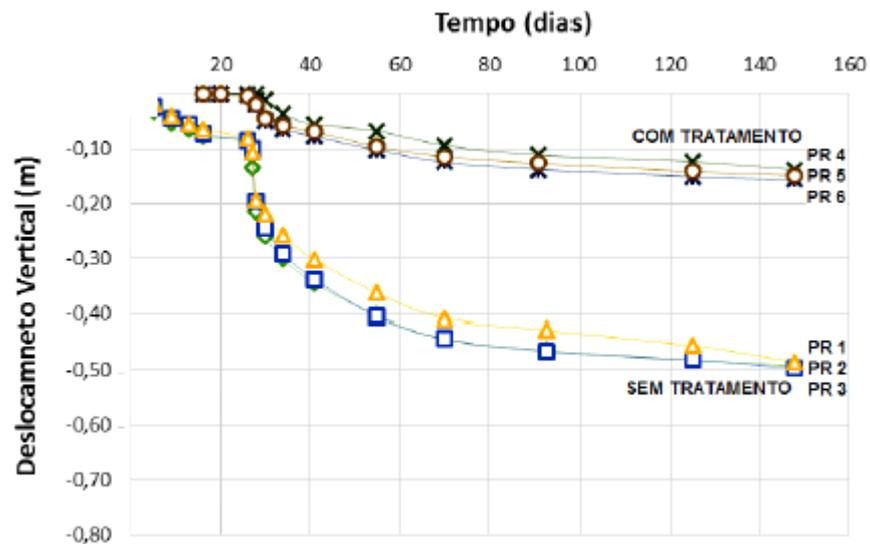


Figura 10. Resultados fornecidos pelas placas de recalque (Chavão, 2015)

No aterro com CPR Grouting, o monitoramento das placas de recalques iniciou em 05 de setembro e finalizou no dia 15 de janeiro de 2015, totalizando 132 dias de monitoramento. Na última leitura realizada, o deslocamento vertical máximo registrado pela PR4 foi de 14,6 cm, pela PR5 foi de 15,7 cm e pela PR6 foi de 14,9 cm. A maior diferença entre os resultados foi de 1,1 cm, indicando, mais uma vez, uniformidade nos resultados obtidos pelas placas. As curvas do aterro com CPR Grouting mostram que os recalques estão praticamente estabilizados, o que foi comprovado pelo método de Asaoka.

A Tabela 1 apresenta os recalques estimados pelo Método de Asaoka. Pode-se observar uma redução expressiva dos recalques no solo tratado com CPR Grouting.

Tabela 1. Recalques previstos pelo método de Asaoka

Aterro	Placa	Recalque final (cm)	Recalque final médio (cm)
Sem tratamento	PR1	51,2	51,2
	PR2	52,2	
	PR3	50,3	
Com tratamento	PR4	14,6	15,1
	PR5	15,7	
	PR6	14,9	

O monitoramento do perfilômetro instalado no aterro sem tratamento ocorreu no período de 22 de agosto de 2014 a 21 de novembro de 2014. Na última leitura realizada, o valor máximo do recalque foi de 46,3 cm no ponto de monitoramento próximo ao centro do aterro, com valores mínimos de recalque próximo aos pontos de monitoramento situados no “pé” do aterro, como mostra a Figura 11.

No aterro com CPR Grouting, o monitoramento ocorreu entre 15 de setembro de e 23 de dezembro de 2014. O valor de deslocamento vertical máximo foi de 16,8 cm, na última leitura, próximo ao “pé” ao aterro, do seu lado direito, como indica a Figura 11.

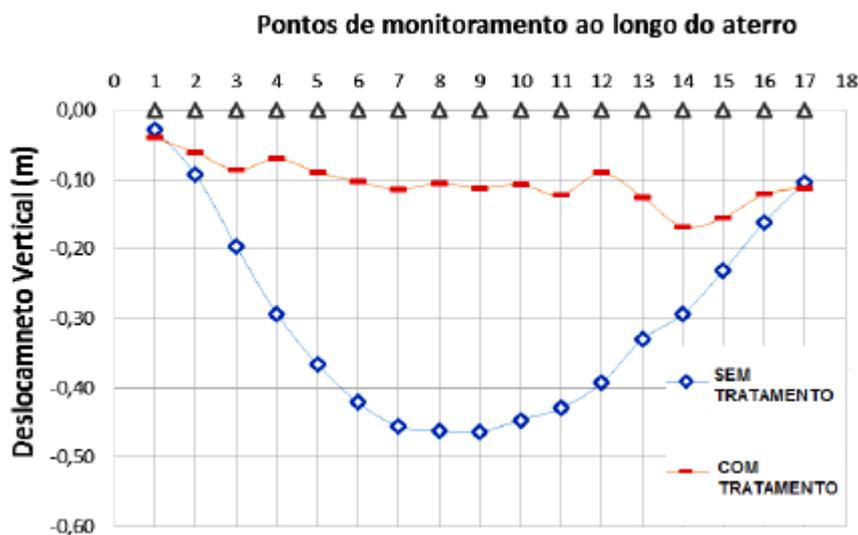


Figura 11. Resultados fornecidos pelos perfilômetros

É interessante observar que as formas das curvas obtidas nos aterros com tratamento e sem tratamento são distintas. Enquanto o aterro sem tratamento apresenta um recalque máximo no centro e mínimo nos bordos, no aterro com tratamento, os recalques oscilaram ao longo da base do aterro. Mais uma vez, observa-se a eficiência da técnica, com uma redução expressiva dos recalques pós-tratamento.

As aranhas magnéticas foram monitoradas no período de 10 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015, para o aterro sem tratamento, e de 12 de setembro de 2014 a 15 de janeiro de 2015, para o aterro com CPR Grouting. A Figura 12 apresenta as curvas fornecidas pela AMV1 e pela AMV6, pois foram as únicas que apresentaram deslocamentos verticais significativos. As demais aranhas magnéticas forneceram deslocamentos verticais próximos a zero.

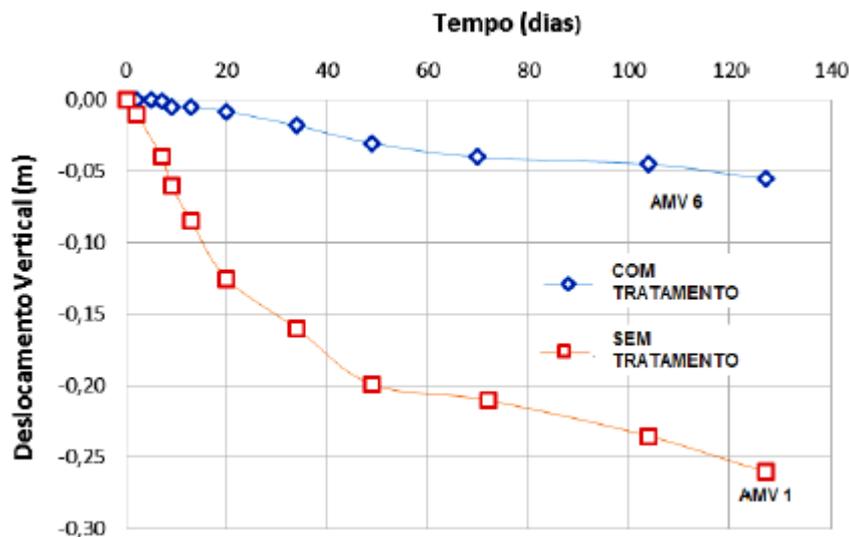


Figura 12 – Resultados fornecidos pelas Aranhas Magnéticas Verticais (Chavão, 2015)

No aterro sem tratamento, a aranha magnética AMV1, instalada na cota -0,9 m, forneceu um deslocamento vertical de 26 cm. No aterro com CPR Grouting, a aranha magnética AMV6, instalada na cota -0,6 m, forneceu 5,5 cm de deslocamento vertical. O aterro sem tratamento foi assentado na cota +0,6 m e no aterro com CPR Grouting na cota +1,25 m. As diferenças de espessuras de aterro sobre as aranhas magnéticas impedem a comparação direta dos resultados.

A Tabela 2 compara os resultados fornecidos pelos diferentes medidores de deslocamentos verticais, na data da última leitura. Observa-se uma compatibilização entre os valores fornecidos pelos perfilômetros e pelas placas de recalque. A discrepância entre as leituras das aranhas magnéticas com

os demais instrumentos pode ser atribuída ao fato de terem sido registrados deslocamentos horizontais significativos nas aranhas AMV1 e AMV6, localizadas próximo à cota de assentamento dos aterros.

Tabela 2. Comparação dos resultados dos instrumentos de medição de recalques (Chavão, 2015)

Aterro	Placa de Recalque (cm)			AMV (cm)	Perf. (cm)
Sem tratamento	PR 1 49,3	PR 2 49,7	PR 3 48,5	AMV 1 26	P9 46,3
Com tratamento	PR 4 14,6	PR 5 15,7	PR 6 14,9	AMV 6 5,5	P14 16,8

Legenda: PR = placa de recalque; AMV = aranha magnética vertical; Perf = perfilômetro; P9 = posição 9

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho analisou o comportamento de dois aterros experimentais a partir de resultados de instrumentação geotécnica. Os aterros foram implementados em área de construção residencial, localizada no Recreio dos Bandeirantes, Rio de Janeiro – RJ. Um dos aterros foi executado sobre solo mole com geodrenos, e o outro sobre solo tratado com a técnica de consolidação profunda radial (CPR Grouting).

Os resultados da instrumentação de campo mostraram-se consistentes. As placas de recalque indicaram deslocamentos verticais compatíveis com os medidos pelos perfilômetros. As aranhas magnéticas verticais forneceram recalques inferiores.

Os resultados permitiram avaliar a eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting na minimização e na aceleração dos recalques.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Engegraut, pelo apoio ao projeto de pesquisa, representado pela execução dos aterros experimentais e a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo auxílio financeiro.

REFERÊNCIAS

- Almeida, M. S. S. e Riccio, M. Ground improvement of extremely soft soils in Rio de Janeiro. International Conference on Ground Improvement and Ground Control (ICGI 2012), University of Wollongong, Austrália, 2012.
- Cabral, S. (1979). Mapeamento Geológico-Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos. 1979. 160p. Tese Doutorado em Geologia. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Chavão, A. O. (2015). Avaliação da eficiência da técnica de consolidação profunda radial CPR Grouting no tratamento de solos compressíveis. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 126p.
- Cirone, A. (2016). Cálculo simples do aumento da resistência não-drenada para solos enrijecidos com CPR Grouting, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Geoinfra (2010). Aterro da Via Parque sobre solo mole. Projeto Executivo de Tratamento de Solo Mole. Documento interno nº GEO-235-10-001-RT. Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda. Rio de Janeiro.
- Geoinfra (2013). Pontal Oceânico - Implantação de infraestrutura de via pública. Projeto Executivo de Tratamento de Solo Mole. Documento interno nº GEO-510-13-005-RT. Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda. Rio de Janeiro.
- Gondariz, L. J. N. C. Comportamento de aterros sobre solos enrijecidos com CPR grouting. Dissertação de Mestrado, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. 130 p., 2016.
- Maia, M. C. A. C. (1984). Evolução Holocênica da Planície Costeira de Jacarepaguá (RJ). In: Anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Geologia, Rio de Janeiro, p.105-118.
- Mello, M. A. A Consolidação Profunda Radial aplicada em solo compressível na Lagoa Rodrigo de Freitas/RJ. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro. 2013
- Nogueira, E. G. (2010). Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodoanel – SP. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.
- Riccio, M. V. F, Baroni, M., Almeida, M. S. S. Ground improvement in soft soils in Rio de Janeiro: the case of Athletics Park. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering 166(CE6): 36–43, <https://doi.org/10.1680/cien.13.00008>, 2013.

Capítulo 25

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA COMUNIDADE CÓRREGO DA AREIA, MUNICÍPIO DE ABREU E LIMA – PE, COM ÊNFASE EM PROBLEMAS DE EROÇÃO.

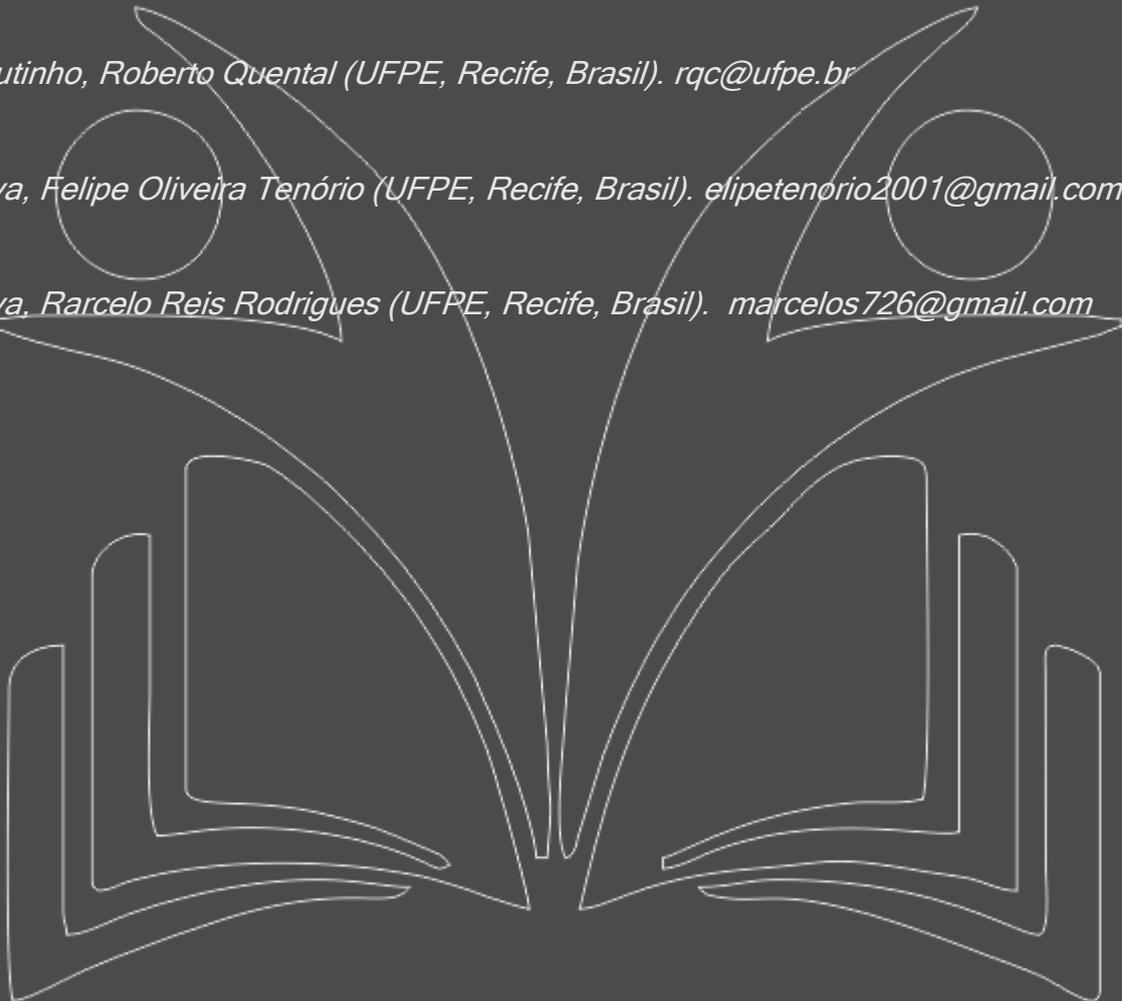
[DOI: 10.37423/200500957](https://doi.org/10.37423/200500957)

Silva, Daniela Josefa (UFPE, Recife, Brasil). danielaslv0711@hotmail.com

Coutinho, Roberto Quental (UFPE, Recife, Brasil). rqc@ufpe.br

Silva, Felipe Oliveira Tenório (UFPE, Recife, Brasil). elipetenorio2001@gmail.com

Silva, Marcelo Reis Rodrigues (UFPE, Recife, Brasil). marcelos726@gmail.com



RESUMO: As mudanças superficiais no relevo têm os processos erosivos como um dos seus principais agentes modeladores. Tais processos envolvem a desagregação e transporte do solo, que, por muitas vezes, têm sua deflagração e intensificação baseadas na ação antrópica. O estudo aqui apresentado refere-se à Comunidade do Córrego da Areia, localizada no Município de Abreu e Lima, que devido às suas características no que tange à geologia, pedologia e geomorfologia, associadas às condições de uso e ocupação do solo, tem se tornado uma área potencial para a ocorrência de processos erosivos. Diante destas condições foi realizada uma investigação geológica-geotécnica, permitindo assim maior conhecimento sobre o local. A região estudada apresenta relevo do tipo tabuleiro, tendo suas vertentes inclinações variando de 18º a 31º. A unidade geológica observada é a Formação Barreiras, representada pela fácies de leques aluviais e pela fácies de canais fluviais/planícies de inundação. A campanha de investigação envolveu a realização de sondagens para determinação do perfil do solo, coleta de amostras deformadas e indeformadas, e a realização de ensaios de campo e laboratório. A caracterização física do solo apresentou classificação, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), como SM (areia siltosa) e SC (areia argilosa). Os ensaios de limites de consistência (Limites de Atterberg) demonstraram baixa plasticidade com índices de atividade inferiores a 0,75, indicando que a argila presente é classificada como inativa. A permeabilidade do solo foi avaliada através de ensaios em laboratório com o uso do aparelho Tri-flex e em campo com o uso do permeâmetro Guelph. Para avaliação da dispersividade do solo foram realizados ensaios sedimentométricos comparativos, conhecidos como dispersão SCS. A erosão do solo foi avaliada através da realização de ensaios do tipo Inderbitzen com o solo nas condições de umidade natural, seco ao ar e saturado. A análise conjunta dos resultados permitiu identificar um solo com características propícias à ocorrência de erosão. Em campo, observa-se que o processo erosivo teve sua deflagração apenas nos casos em que houve a ação antrópica através da remoção da vegetação natural, associada à existência de sistema de drenagem inadequado.

PALAVRAS-CHAVE: Formação Barreiras, Erosão, Ensaio Geotécnicos.

1 INTRODUÇÃO

A investigação geotécnica envolve a determinação da natureza e comportamento de todos os aspectos de uma determinada área e as condições ambientais que podem influenciar ou ser influenciada pelo projeto (COUTINHO e SEVERO, 2009). O conhecimento das características do solo permite a obtenção de informações necessárias à tomada de boas decisões durante as fases de avaliação, projeto e construção. Esforços significativos devem ser feitos para determinar a caracterização da área por meio de apropriadas investigações geotécnica e métodos de ensaio. Alguns casos de obra têm demonstrado que mesmo com a caracterização da área, incertezas e imprevistos podem ainda ocorrer. Uma investigação irá subsidiar a elaboração de projetos, permitindo assim a definição de intervenções mais adequadas do ponto de vista ambiental e econômico. Bandeira (2003) acrescenta que uma ação conjunta de intervenções em áreas de encostas requer um estudo detalhado da área, com a caracterização geotécnica dos materiais, monitoramento de níveis freáticos, através de instalação de piezômetros, análise de estabilidade de taludes, entre outros.

O Município de Abreu e Lima é caracterizado pela presença de ocorrências de deslizamentos e processos erosivos em áreas de ocupações desordenadas. Como a presença de processos erosivos dentro do Município é expressiva, ocorrendo em muitos pontos e em grande intensidade, foi escolhido para apresentação neste trabalho uma dada área onde existe a presença de tal processo, sendo apresentadas suas características geológico-geotécnicas. Esta pesquisa é parte integrante do projeto elaborado para o Ministério da Integração Nacional / Secretaria Nacional de Defesa Civil (SEDEC/MI), a partir de convênio firmado com o Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres (GEGEP) atuante na Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), apresentado através de pesquisa desenvolvida por Coutinho (2015). Este trabalho contribui também com o conhecimento dos processos erosivos desenvolvidos em encostas com ocupações urbanas sobre a Formação Barreiras, assim como já estudado por Gomes (2001), Santos (2001), Silva (2004), Coutinho et al (2006), Lafayette (2006), Meira et. al (2010) entre outros.

2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA DE ESTUDO

O município de Abreu e Lima está localizado na Mesorregião Metropolitana e na Microrregião Recife, no estado de Pernambuco, conforme apresenta a Figura 1. O Município faz limite a norte com Araçoiaba e Igarassu; a Sul, Leste, Sudeste e Sudoeste o município limita-se com Paulista. A Oeste o município limita-se com Paudalho e a Noroeste, limita-se com Araçoiaba. De acordo com o IBGE-2014,

Abreu e Lima possui uma população de 98.201 habitantes, distribuídos numa área de 125,991 km², tendo assim, uma densidade demográfica de 779,43 hab/km². Seu perímetro urbano definido por lei é de 2.825,91 ha, o equivalente a 22% de sua área total.

A área urbana caracteriza-se pelo surgimento de bairros planejados e bairros que tiveram seu desenvolvimento com inexistência de uma ocupação ordenada. Ao longo do tempo, mesmo aqueles bairros que tiveram suas origens de forma planejada, foram, aos poucos, sendo ocupados por moradias irregulares e clandestinas em áreas públicas, tanto nos conjuntos habitacionais, como em áreas com presença de vegetação protegida por Lei. As encostas ocupadas do Município apresentam com frequência cortes do tipo gaveta, modificando o relevo natural gerando assim áreas de instabilidade.

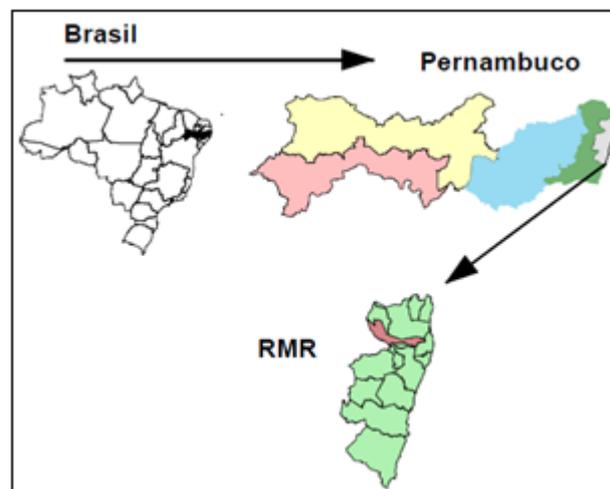


Figura 1. Localização de Abreu e Lima

O Município de Abreu e Lima apresenta clima tropical úmido. As temperaturas médias anuais variam entre 24°C e 27°C, com precipitação pluviométrica média anual de 1.752mm. O município tem 34,3% de seu território coberto por Mata Atlântica. O relevo do Município divide-se em cinco conjuntos morfológicos: tabuleiros; relevo plano a suave ondulado; colinas; morros e áreas dos vales fluviais.

A área de estudo aqui caracterizada é uma encosta situada na Comunidade do Córrego da Areia, limitando-se com o bairro Caetés I. Ao implantar o conjunto habitacional Caetés I, a Companhia de Habitação do Estado de Pernambuco, preservou a vegetação presente nas encostas possibilitando assim a estabilidade e a proteção contra processos erosivos. Contudo, o bairro criado de forma planejada, hoje apresenta dois perfis de invasão, onde um deles segue ocupando os topos dos

espigões, divisores das drenagens, e o segundo, começa a ocupar as encostas, desguarnecidas de qualquer tratamento, com moradias de baixo padrão construtivo em condições ainda mais precárias. Estas encostas ocupadas apresentam perfil convexo e inclinações elevadas. Indicado no Plano Diretor de Abreu e Lima como área não urbanizável, o local de estudo aqui detalhado, no entanto, sofreu invasões e instalação de ocupações desordenadas. Com o desenvolvimento destas ocupações, iniciou-se o impacto negativo da ação antrópica através da remoção da vegetação, lançamento de águas servidas e destinação inadequada das águas pluviais, fatores que juntos deflagraram e intensificam os processos erosivos na região, resultando grandes ravinas (ver Figura 2).

Coutinho (2005) comenta que os processos de movimento e transporte de massa têm sido objeto de amplos estudos, devido à sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo e de sua importância do ponto de vista econômico e social. Alheiros et. al (2003) acrescenta que à medida que o homem ocupa o espaço e o modifica buscando a proximidade dos recursos naturais e situações convenientes à subsistência, insere também a ação antrópica na geração do risco e sofre o peso das respostas do ambiente às intervenções realizadas.



Figura 2. Erosão do tipo ravina em área de ocupação desordenada.

Todo o solo erodido a partir da ravina apresentada na Figura 2, foi transportado e depositado na parte baixa desta área, provocando o assoreamento do Riacho Córrego da Areia.

3 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 ASPECTOS GERAIS DAS UNIDADES GEOLÓGICAS

Levantamentos geológicos recentes ao longo do Município de Abreu e Lima apontam para existência do Complexo Gáissico-migmatítico-granítico representando o embasamento cristalino sobre o qual ocorrem os sedimentos das formações Beberibe, Itamaracá, Gramame, Barreiras e dos depósitos recentes Flúvio-marinhos-lagunares, de Mangue e Aluvionares.

A Formação Barreiras é a unidade geológica predominante no município, presente também na área da Comunidade Córrego da Areia, re-presentada pela fácies de leques aluviais e fácies de canais fluviais/planícies de inundação. A fácies de leques aluviais se apresenta na forma de sedimentos conglomeráticos constituídos por seixos centimétricos de quartzo, envoltos numa matriz arenosa grossa. Tais níveis ocorrem intercalados com camadas arenosas; nota-se nessas camadas a ausência de estruturas sedimentares. A fácies de canais fluviais/planícies de inundação é representada por arenitos inconsolidados de composição arcoseana. Em termos de estruturas sedimentares observam-se estratificações cruzadas. Os arenitos possuem granulometria predominantemente grossa e coloração variando entre amarelado e avermelhado dependendo, possivelmente, do grau de oxidação. Geralmente mal selecionados, os grãos de quartzo são predominantemente subangulosos. Ainda acerca da fácies canais fluviais/planícies de inundação, foram observadas intercaladas a tais camadas arenosas níveis de argila maciça (Figura 3). Os horizontes argilosos exibem colorações esbranquiçadas, avermelhadas. Essas variações de coloração imprimem a esses níveis argilosos um padrão de cor do tipo mosqueado.



Figura 3. Camada arenosa estratificada intercalada com camada de argila maciça.

Os níveis arenosos devido a sua porosidade favorecem uma maior infiltração de água, principalmente quando ocorrem nos topos das encostas. As camadas de argila uma vez saturadas de água tem dificuldade em ceder essa água. A existência de uma camada arenosa acima de uma argilosa pode ocasionar a erosão do material arenoso na crista e possíveis escorregamentos no talude. No caso dos sedimentos conglomeráticos, a existência de seixos centimétricos em uma matriz arenosa diminui a coesão da rocha, aumentando a permeabilidade. Essa configuração facilita a percolação da água, levando à desestabilização dessas camadas e um aumento no risco de deslizamentos.

3.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Para conhecimento do solo local, foi realizado um perfil de solo a partir de uma cicatriz de erosão já existente até a profundidade de 4,00m, sendo coletadas amostras deformadas para a caracterização física. Amostras inderformadas do tipo bloco (30x30cm) foram coletadas ao lado do perfil de solo, nas profundidades de 0,50m e 1,50m. Estas amostras indeformadas foram utilizadas nos ensaios de perda de solo pelo método Inderbitzen, cisalhamento direto, permeabilidade e desagregação.

3.1.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Com a realização dos ensaios de granulometria e limites de consistência, foi possível classificar de acordo com a USCS, identificando-se assim solo do tipo SM (areia siltosa) para a profundidade de 0 a 0,10m; e SC (areia argilosa) para a profundidade de 0,10m a 4,00m. A Tabela 1 apresenta o resumo da caracterização física das amostras analisadas.

Tabela 1. Resumo da Caracterização Física do Solo

Prof. (m)	Arg. (%)	Silte (%)	Areia (%)	Ped. (%)	LL %	IP %
0-0,1	21,6	17,2	59,4	1,8	27,3	5,8
0,1-0,5	20,4	18,2	59,7	1,7	29,5	8,0
0,5-1,5	20,5	18,9	59,0	1,6	30,1	8,7
1,5-2,5	20,3	15,2	62,9	1,6	30,0	8,4
2,5-3,5	22,0	15,3	58,8	3,9	33,6	12,2
3,5-4,0	31,3	13,5	52,3	2,9	39,8	17,7

O Percentual de Dispersão (PD) foi avaliado através de ensaios sedimentométricos comparativos (SCS), os resultados obtidos são descritos na Tabela 2.

Tabela 2. Resultados dos Ensaios de Dispersão SCS

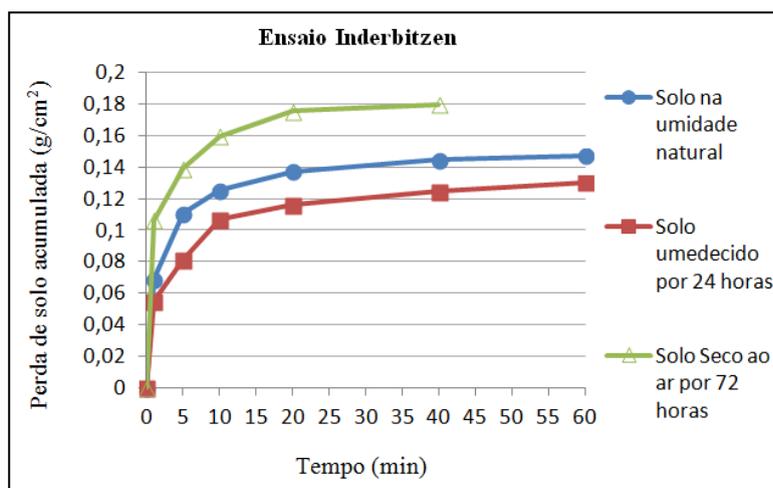
Prof. (m)	% argila Sem defloculante	% argila Com defloculante	PD (%)
0-0,1	0,3	27,4	1,1
0,1-0,5	0,2	24,9	0,7
0,5-1,5	0,2	22,8	0,7
1,5-2,5	0,2	22,6	0,8
2,5-3,5	0,2	22,0	0,7
3,5-4,0	0,2	33,6	0,4

De acordo com a proposta de Araújo (2000) todas as amostras de solo avaliadas apresentaram-se como de baixa erodibilidade, por apresentarem %PD inferior a 20%.

3.1.2 PERDA DE SOLO

Com o objetivo de traçar o gráfico da perda de solo ao longo do tempo sob uma dada vazão de escoamento superficial, foram moldados corpos de prova de solo com 10cm de diâmetro obtidos a partir da amostra indeformada coletada na profundidade de 0,50m. Estes corpos de prova foram submetidos ao ensaio Inderbitzen, em diferentes condições de umidade: umidade natural; seca ao ar durante 72 horas; e saturada por 24 horas. De forma comparativa com a realidade de campo, foi adotada a inclinação da rampa de ensaio igual à inclinação da encosta estudada: 30°. As amostras de solo foram então submetidas ao escoamento superficial de água a uma vazão de 100ml/s, sendo este valor obtido a partir do estudo da precipitação pluviométrica, obtido através de pluviômetro instalado na cidade.

Figura 4. Gráfico da Perda de solo (Ensaio Inderbitzen)



Percebe-se que é significativo o aumento da perda de solo para a condição da amostra seca ao ar por 72 horas, em relação à condição de umidade previamente umedecida e umidade natural. Este fato foi também observado por Meira (2008) e Lafayette (2006), em solos da Formação Barreiras presentes na Região Metropolitana do Recife.

A realização do ensaio com o uso da amostra previamente seca ao ar por 72 horas, ficou comprometida devido à significativa perda de solo para o intervalo de 40min, ocorrendo assim o desprendimento da amostra de solo do amostrador. Desta forma, o ensaio foi interrompido, impossibilitando a continuidade do traçado da curva até o intervalo de 60min.

3.1.3 PERMEABILIDADE

Para conhecimento da permeabilidade do solo, foram realizados ensaios de permeabilidade em laboratório, com o uso do aparelho Tri-Flex, em campo foi utilizado o Permeômetro Guelph. De acordo com Meira (2008), a infiltração da água na encosta pode ser influenciada por alguns fatores, que podem ser divididos em internos, que são as propriedades físicas do solo da encosta e da água que a percolará; superficiais, que são as árvores e casas localizadas no local afetando o curso natural da água; e antrópicos, que são o revolvimento do solo através de cortes e aterros para a construção de moradias. Cada um destes fatores, isolado ou conjuntamente, pode impactar consideravelmente a condição de infiltração da água no solo.

Em laboratório as amostras submetidas a ensaio foram obtidas das amostras indeformadas coletadas nas profundidades de 0,50m e 1,50m. Em campo, os ensaios foram realizados para estas mesmas profundidades. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 3. Permeabilidade do solo

Prof. (m)	Condutividade hidráulica K_{fs} em laboratório (m/s)	Condutividade hidráulica K_{sat} em campo (m/s)
0,5	$2,35 \times 10^{-5}$	$1,85 \times 10^{-5}$
1,5	$3,76 \times 10^{-5}$	$4,32 \times 10^{-5}$

3.1.4 ENSAIO DE DESAGREGAÇÃO

O ensaio de desagregação é um ensaio qualitativo de erodibilidade executado com o objetivo de se observar o comportamento relativo de uma amostra de solo, ao ser submersa em água. As amostras foram imersas de forma gradual, com observações e registros do comportamento do solo a cada

etapa. As amostras foram moldadas, a partir das amostras indeformadas de solo, com arestas de 5 cm em duas situações distintas de umidade: secas ao ar por um período de 72 h e na umidade natural.

Os resultados obtidos foram classificados de acordo com estudos realizados por Holmgren e Flanagan (1977), como indicado nas Figuras 5 e 6.

Figura 5. Amostra de solo com umidade natural (amostras parcialmente desintegradas)



Figura 6. Amostra de solo seca ao ar por 72 h (amostras muito desintegradas)



3.1.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO

Para obtenção dos parâmetros de resistência do solo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade natural e inundada (por 24 horas). Os corpos de prova foram moldados a partir de amostra indeformada tipo bloco, coletada na profundidade de 1,50m. Para moldagem dos corpos de prova em laboratório foi utilizada uma caixa prismática de 4" de aresta e altura de 38mm. Para o ensaio foram aplicadas tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

As Figuras 7, 8 e 9 apresentam as curvas obtidas no ensaio de cisalhamento realizado na condição de umidade natural.

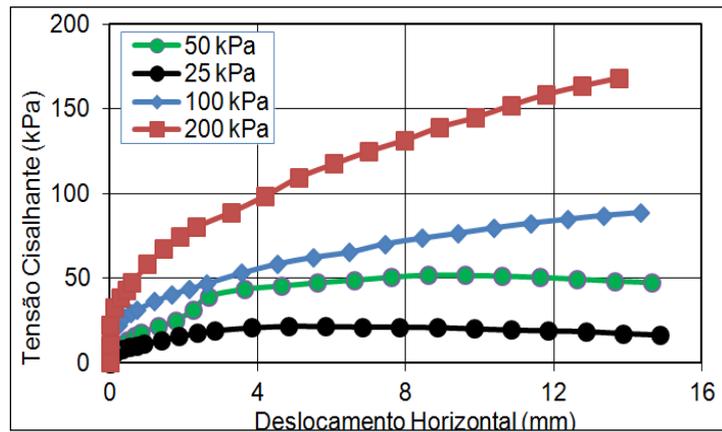


Figura 7. Curvas τ x d_h (Condição Natural).

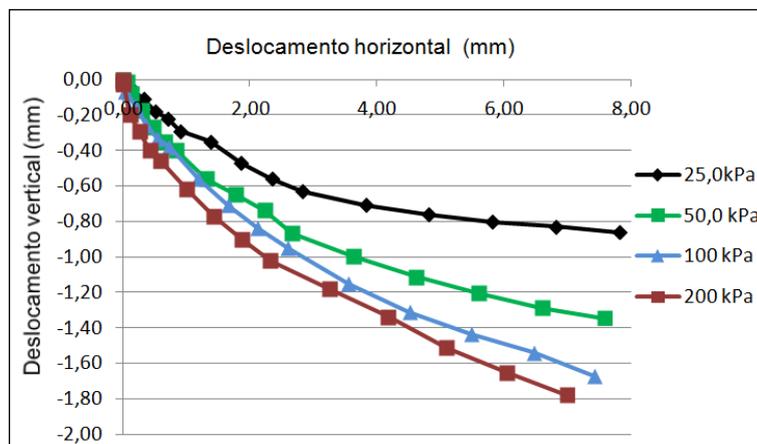


Figura 8. Curvas d_v x d_h (Condição Natural)

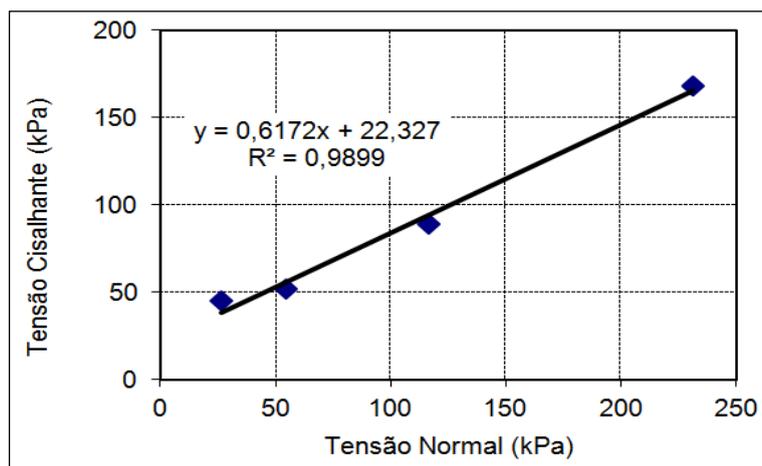


Figura 9. Envoltórias de Resistência (Condição Natural)

As Figuras 10, 11 e 12 apresentam as curvas obtidas no ensaio de cisalhamento realizado na condição inundada. Para esta condição de umidade foram também aplicadas as tensões verticais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

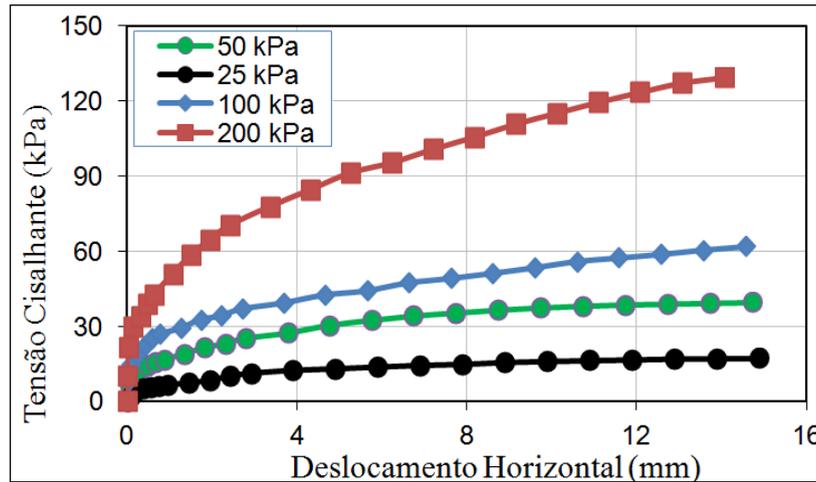


Figura 10. Curvas τ x d_h (Condição Inundada)

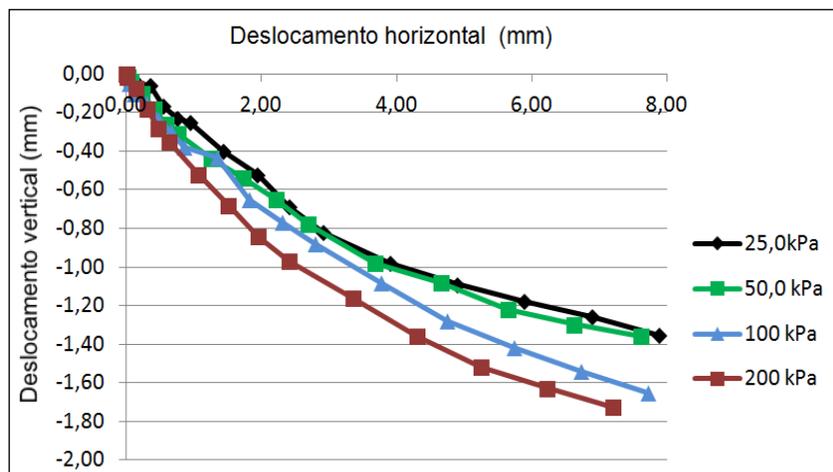


Figura 11. Curvas d_v x d_h (Condição Inundada)

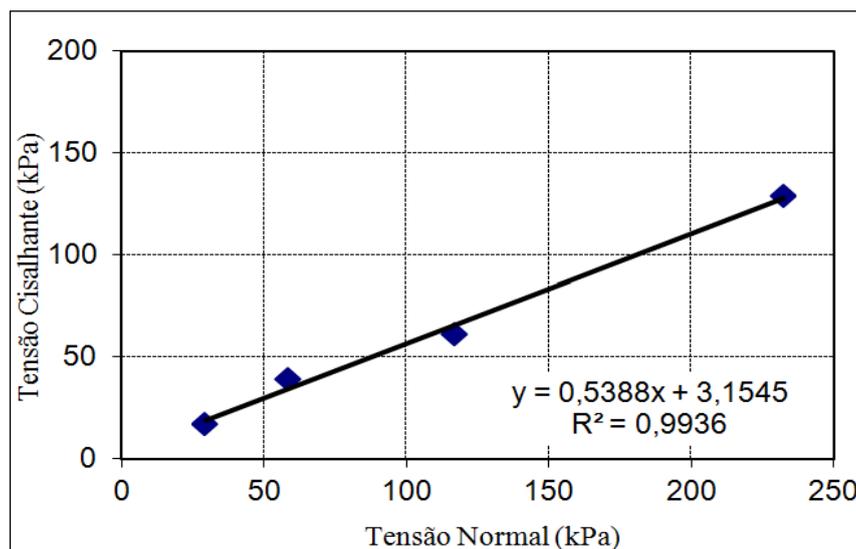


Figura 12. Envoltórias de Resistência (Condição Natural)

As curvas $\tau \times dh$, mostram comportamento de ruptura localizada. A Tabela 4 apresenta os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno) obtidos para os ensaios realizados na condição natural e inundada.

Tabela 4. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Condição	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno
Umidade natural	22	32°
Amostra saturada	3	28°

O valor de ângulo de atrito em torno de 30° é característico de um solo arenoso, estando de acordo com o ensaio de granulometria realizado, com percentual de areia de 59,0%, para a profundidade de 1,50m. Nesta mesma profundidade foi verificado 20,5% de teor de argila, responsável pela parcela de coesão. A variação do valor da coesão entre o estado de umidade natural e inundado foi devida à sucção.

4 CONCLUSÕES

Estudos realizados em áreas da Região Metropolitana do Recife indicam que as encostas constituídas pelos sedimentos da Formação Barreiras, principalmente aquelas com a presença de solo com textura mais arenosa, associada à atuação de impactos antrópicos, apresentaram suscetibilidade à ocorrência de processos erosivos (transporte de massa) assim como verificado em Abreu e Lima.

A geomorfologia local é formada pela existência de encostas provenientes de tabuleiros, com vertentes apresentando inclinações elevadas e perfil convexo, condição propícia à ocorrência de processo erosivo, conforme coloca Nishyama (1995).

A caracterização geotécnica realizada a partir das amostras de solo coletadas demonstrou a presença de camada superficial de 0,10m de solo do tipo areia siltosa (SM), seguida de camadas de areia argilosa (SC) até o limite do perfil do solo realizado (profundidade de 4,0m). De acordo com a escala de erodibilidade proposta por Loppes Trilho (1999), estes tipos de solo apresentam-se entre os mais erodíveis.

Os ensaios de Inderbitzen demonstraram consideráveis perdas de solo para as amostras submetidas ao escoamento superficial, principalmente, nos casos em que o solo apresenta menor teor de umidade.

As visitas de campo realizadas demonstraram problemas de drenagem das ruas, indicando a coleta das águas pluviais e o lançamento concentrado na área superior das vertentes. O processo erosivo apresenta-se mais expressivos nas áreas onde foi removida a vegetação local.

A falta de fiscalização e orientação por parte do poder público possibilita a livre atuação dos moradores em ações prejudiciais como demonstrado. Estudos desenvolvidos nesta temática dentro do território do Município de Abreu e Lima apontam ações prejudiciais como já identificadas desde o ano de 2003, em trabalho desenvolvido por Alheiros; sendo novamente identificadas em 2012, em levantamento de áreas de risco desenvolvido pela CPRM (2012); e recentemente observadas em pesquisa de mestrado desenvolvida por Silva (2016), voltada ao mapeamento de áreas de risco a deslizamento e erosão em encostas com ocupações desordenadas em Abreu e Lima.

Os resultados obtidos para a classificação geotécnica podem contribuir para a adoção de intervenções na área atingida, bem como para prevenir novas ocorrências. Assim como citado por Coutinho e França (1998) na proposta de intervenção de área com presença de processo erosivo no Horto Dois Irmãos (Recife-PE), é necessário também a realização de estudos prévios com o objetivo de minimizar os impactos ambientais na área, visto que a encosta estudada apresenta mata com vegetação nativa.

REFERÊNCIAS

- Alheiros, M. M. Souza, M. A. A., Bitoun J., Medeiros, S.M. G. M., Amorim Júnior, W. A. (2003). Manual de ocupação dos morros da Região Metropolitana do Recife. FIDEM, Recife – PE.
- Araújo, R. C. (2000). Estudo da erodibilidade de solos da Formação Barreiras. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Bandeira, A. P. (2003). Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no município de Camaragibe-PE. Recife. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. UFPE, Recife-PE.
- Coutinho, R. Q. e França, A. (1998). E. Estudo da Erosão do Horto Dois Irmãos - Relatório Técnico II. Agosto, GEGEP/UFPE, Recife-PE.
- Coutinho, R. Q. ; Silva, M. M. (2005). Classificação e Mecanismos de Movimento de Massa. Conferência. IV COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Salvador, Bahia.
- Coutinho, R.Q.; Souza Neto, J.B. e Santos, L.M. (2006). Geotechnical Characterization of an Unsaturated Soil in the Barreiras Formation Pernambuco – Brazil. Unsaturated Soil Conference 2006.

Coutinho, R. Q.; Severo, R. N. F. (2009). Investigação Geotécnica para Projeto de Estabilidade de Encostas. Conferência. V COBRAE – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, São Paulo, Brasil.

Coutinho, R. Q. (2015) Projeto de Mapeamento de áreas de riscos em Municípios da Região Metropolitana do Recife. Convênio firmado entre o GEGEP e o Ministério da Integração Nacional/Secretaria Nacional de Defesa Civil (SEDEC/MI).

CPRM - COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (2012). Ação emergencial para reconhecimento de áreas de alto e muito alto risco a movimentos de massa e inundações, Abreu e Lima – PE. Pernambuco, Brasil.

Gomes, F. S. (2001). Estudo da erodibilidade e parâmetros geotécnicos de um solo em processo erosivo. Dissertação de mestrado. UFPE, Recife.

Holmgren, G. G. S. e Flanagan, G. P. (1977) Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the crumb test. ASTM special technical Publication, Philadelphia, n. 623, p. 218-239.

Lafayette, K. P. V. (2006). Estudo geológico-geotécnico para o entendimento do processo erosivo no parque metropolitano Armando de Holanda Cavalcante no Cabo de Santo Agostinho / PE. Tese de Doutorado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife - PE.

Llopis Trilho, G. (1999), Control de la Erosión y Obras de Desague. Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes. Entorno Grafico S. L., Madri.

Meira, F. F. D. A. (2008). Estudo do Processo Erosivo em Encostas Ocupadas. Tese de Doutorado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

Meira, F. F. D. A; Coutinho, R. Q; Cantalice, J. R. B. (2010). Estudo do processo erosivo em uma encosta ocupada pertencente à Formação Barreiras. COBRAMSEG, Gramado – RS.

Nishyama, L. Erosão do solo. Seminários gerais em geotecnia. São Carlos: USP/E.E.S.C, 1995.

Santos, L. M. (2001). Caracterização geotécnica de um solo não saturado sob processo erosivo. Dissertação de mestrado. UFPE, Recife.

Silva, E. P. (2004). Caracterização geoambiental e estudo da variabilidade espaço-temporal de erosão do Parque Metropolitano Armando de Holanda Cavalcanti – Cabo de Santo Agostinho PE-Brasil. Dissertação de Mestrado, UFPE.

Silva, D. J. (2016). Mapa de risco de deslizamento e erosão em encostas com ocupações desordenadas no Município de Abreu e Lima – PE. Dissertação de Mestrado, UFPE.

Capítulo 26

VALORES DO PARÂMETRO DE POROPRESSÃO B EM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE

[DOI: 10.37423/200500958](https://doi.org/10.37423/200500958)

*Cesar Schmidt Godoi (Leme Engenharia / UNISUL, Florianópolis, Brasil).
cesargodoi@hotmail.com*

*Marciano Maccarini (UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis,
Brasil). maccarini.m@ufsc.br*

*Fábio Krueger da Silva (IFSC - Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis,
Brasil). fabio.krueger@ifsc.edu.br*

*Murilo da Silva Espíndola (UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina,
Florianópolis, Brasil). murilo.espindola@ufsc.br*



RESUMO: O parâmetro de poropressão B, definido por Skempton, é avaliado em ensaios triaxiais para verificação da saturação de corpos de prova, previamente no início do estágio de consolidação (no caso de ensaios CIU ou CID). Esse parâmetro expressa o aumento da poropressão em um carregamento não drenado, devido ao acréscimo da pressão confinante, sendo uma relação entre a compressibilidade do esqueleto sólido e a porosidade do solo (compressibilidade das fases fluidas e/ou gasosas que preenchem os vazios). A utilização prática deste parâmetro envolve a avaliação tanto de percolação, quanto de estabilidade, devido às condições de carregamento drenado ou não drenado. No entanto, a função de rigidez do esqueleto sólido é ainda pouco avaliada, sobretudo para solos residuais. Desta forma, tendo em vista as características inerentes de cada tipo de solo e carregamento imposto, é interessante a avaliação do parâmetro B considerando as particularidades inerentes à condição local. Desta forma, o presente trabalho apresenta uma análise do comportamento do parâmetro de poro-pressão B, durante o processo de saturação por contrapressão em ensaios triaxiais em solo residual de gnaiss. As verificações foram realizadas a cada 24 horas, sendo que após a verificação, aumentou-se a contrapressão (entre 60 e 80 kPa). As amostras foram coletadas em diferentes profundidades de um talude e em um poço de inspeção localizados na cidade de Santo Amaro da Imperatriz/SC. No total foram coletadas 5 blocos estruturados, sendo realizados diferentes ensaios geomecânicos e de caracterização em um perfil de solo residual de ortognaiss. De forma geral, durante o processo de saturação por contrapressão nos ensaios triaxiais, observou-se que os valores do parâmetro B de Skempton não alcançaram valor igual a 1 (considerado solo “saturado”). Através da análise de todos os corpos de prova nos ensaios triaxiais, o valor médio máximo de B foi igual a 0,9328 para a amostra Tal. 4- AM.1-prof. 0,5m e um valor médio mínimo de 0,8167 para a amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m. A obtenção de parâmetros de B inferiores a 1 pode ser explicada pela rigidez e cimentação da estrutura do solo (valor de C_{sk} relativamente baixo), tornando a relação entre a compressibilidade dos vazios e a compressibilidade do esqueleto sólido alta, e conseqüentemente o valor de B inferior a 1. Por meio das observações realizadas neste trabalho, constata-se que existe uma influência significativa da rigidez do esqueleto sólido no aumento da poropressão na água dos vazios, relacionada ao aumento da contrapressão e a saturação do solo, durante a etapa de saturação nos ensaios triaxiais.

PALAVRAS-CHAVE: Solos residuais, parâmetro B, Gnaiss, ensaios triaxiais.

1 INTRODUÇÃO

O parâmetro de poro-pressão B expressa o aumento da poropressão em um carregamento não drenado devido ao acréscimo da pressão confinante (HOLTZ et al, 1981).

Em problemas relacionados à resistência ao cisalhamento não drenada dos solos, Skempton (1954) verificou ser conveniente avaliar a variação de poropressão (ΔU) em relação às alterações nas tensões principais $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$, através da equação 1.

$$\Delta U = B \times [\Delta\sigma_3 + A \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (1)$$

Onde A e B são "coeficientes de poropressão." Estes coeficientes são medidos experimentalmente em ensaios triaxiais, e os valores de $\Delta\sigma_1$ e $\Delta\sigma_3$ são, em geral, escolhidos para representar as mudanças na tensão principal que ocorrem em problemas práticos em obras geotécnicas.

No presente trabalho está apresentada uma análise de parâmetros de poropressão B , obtidos através de uma série de ensaios triaxiais e pesquisa em solos residuais de gnaiss, de forma a avaliar os resultados obtidos e comparar com alguns parâmetros observados na teoria e prática geotécnica.

1.1 ÁREA DE ESTUDOS: LOCAL DE COLETA DAS AMOSTRAS

O local de estudos faz parte de uma área de pesquisa em solos residuais, localizado na cidade de Santo Amaro da Imperatriz-SC.

Geologicamente, a área está inserida no chamado Complexo Águas Mornas, o qual representa uma faixa descontínua de granitóides deformados, com frequentes estruturas gnáissicas, localmente migmatíticas (Sato, 2006). Bittencourt et al. (2008) cita que o Complexo Águas Mornas compreende principalmente ortognaisses, com ocorrência subordinada de paragnaisses. Os ortognaisses são constituídos por K-feldspato, plagioclásio, quartzo, biotita e hornblenda. O bandejamento metamórfico-deformacional é milimétrico e bem marcado pela intercalação de bandas ricas em quartzo e feldspatos e níveis ricos em biotita.

A Figura 1 e Figura 2 apresentam uma vista geral do local, bem como a identificação dos principais pontos de estudo. No total foram coletadas 5 amostras de diferentes cotas, as quais possibilitaram a caracterização geomecânica do solo residual de ortognaisse.

Essas amostras foram identificadas conforme a Tabela 1, a qual também apresenta a profundidade de coleta e a cota de retirada de cada uma das amostras.

Tabela 1 – Amostras coletadas para análise (Tal – Talude; PI – Poço de Inspeção)

Amostra	Profundidade (m)	Cota (m)
TAL-4, AM-1	0,50	56,8
PI-1, AM-1	1,00	45,4
PI-1, AM-2	2,00	44,4
PI-1, AM-3	3,00	43,4
TAL-2, AM-1	0,50	47,3



Figura 1. Vista geral da área de estudos, com indicação dos locais onde as amostras foram coletadas

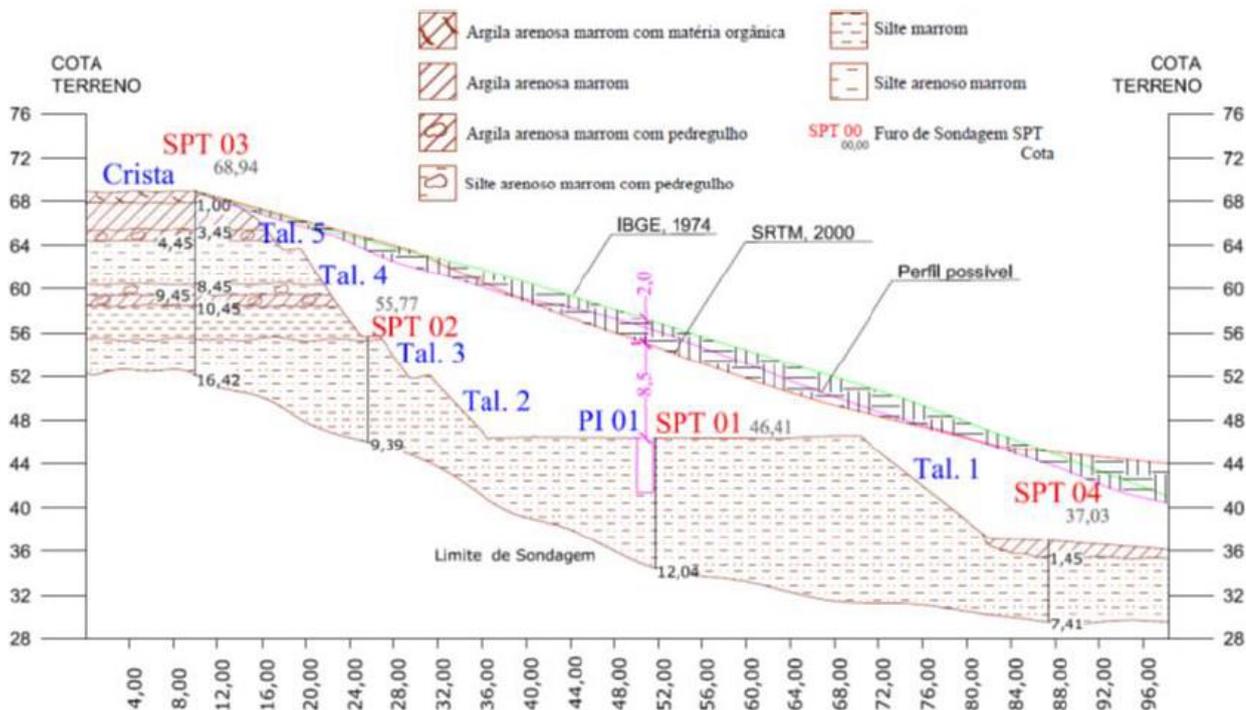


Figura 2. Seção transversal do talude, com indicação dos diferentes tipos de solos encontrados no local, e identificação dos locais de coleta de amostras (em azul)

1.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E ASPECTOS DE FORMAÇÃO DOS SOLOS ANALISADOS

A área de estudo é caracterizada geologicamente como um ortognaisse com um perfil de solo residual desenvolvido. As análises in situ possibilitaram a identificação de estruturas reliquias nas amostras coletadas. A presença dessas estruturas dificultou o processo de amostragem dos blocos indeformados e moldagem dos corpos de prova nos ensaios laboratoriais.

Em relação à caracterização física, as amostras do poço de inspeção (PI) tiveram a predominância da fração areia, enquanto que as amostras do talude (TAL) predominaram a fração silte. De acordo com a classificação SUCS, se enquadram como ML (silte de baixa compressibilidade) para as amostras do talude e SM (areia siltosa) no poço de inspeção.

Segundo a proposta de classificação de Vargas (1988) para solos tropicais as amostras analisadas se enquadram como ML (rocha decomposta) e KL (cauliníticos). Os limites de liquidez variaram entre 38 e 52%, enquanto que os índices de plasticidade variaram de 6 a 18%.

2 METODOLOGIA

Para verificação da saturação da amostra, foram analisados os valores dos parâmetros de poropressão B de Skempton, através de pelo menos 4 verificações do parâmetro, para diferentes pressões neutras. As verificações foram realizadas a cada dia, sendo que após a verificação, aumentava-se a contra-pressão (entre 60 e 80 kPa). Afirma-se que todo o processo de saturação foi realizado por contra-pressão.

Desta forma, a etapa de saturação levou pelo menos 4 dias para sua realização. Skempton (1954) definiu a relação de B , entre Δu e $\Delta \sigma_3$ conforme apresentado na equação (2).

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = B = \frac{1}{1 + \frac{n \cdot C_v}{C_{sk}}} \quad (2)$$

Onde C_v é o parâmetro de compressibilidade dos vazios; C_{sk} é o coeficiente de compressibilidade do esqueleto sólido; n é a porosidade.

A utilização de maiores contra-pressões para determinados corpos de prova foi possível através da utilização da Prensa Trittech 100 – WF, a qual apresenta uma capacidade de carga de 1 tonelada.

Cabe ressaltar que alguns corpos de prova foram danificados durante alguma das etapas de moldagem, saturação ou eventuais problemas no equipamento durante o processo de saturação. Por esse motivo, nos gráficos alguns corpos de prova podem não estar com todas as etapas de evolução de contra-pressão.

O parâmetro de poro-pressão B expressa o aumento da poropressão em um carregamento não drenado devido ao acréscimo da pressão confinante (HOLTZ et al, 1981). Se o solo estiver completamente saturado, então C_v será correspondente à compressibilidade da água, onde para muitos solos $C_{\text{água}}/C_{sk}$ tende a 0.

Assim para solos saturados, $B = 1$, e para solos secos $B = 0$. Solos parcialmente saturados apresentam valores de B entre 0 e 1.

No entanto, como em geral C_v e C_{sk} são não-lineares para solos, a relação entre B e o grau de saturação (S) também é não linear

(HOLTZ et al, 1981).

Neste trabalho, os parâmetros de poropressão B, foram determinados no estágio de saturação dos corpos de prova, sendo calculados a cada 24 horas após a estabilização da contrapressão.

Ou seja, aumentavam-se a pressão neutra e a pressão confinante (diferença de 5 kPa), e aguarda-se 24 horas para determinar o parâmetro B. Esse acompanhamento levou as etapas de saturação dos corpos de prova por pelo menos 4 dias.

3 RESULTADOS

Os gráficos seguintes mostram a variação do parâmetro B, em função da contra-pressão para os corpos de prova das amostras Tal. 4 – AM.1 – prof. 0,5m (Figura 3); Tal. 2-AM.1-Prof. 0,5m (Figura 4); Amostra PI-1-AM.1-Prof. 1m (Figura 5); PI-1-AM.2-Prof. 2m (Figura 6); e Amostra PI-1-AM.3-Prof. 3m (Figura 7).

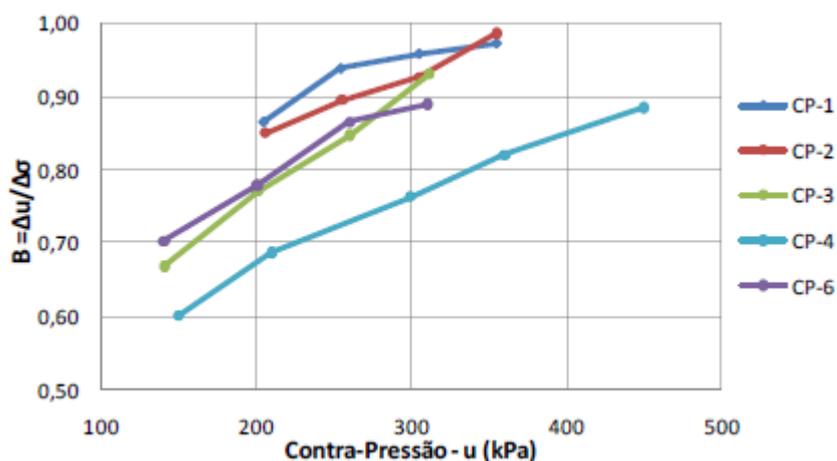


Figura 3. Amostra Tal. 4-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

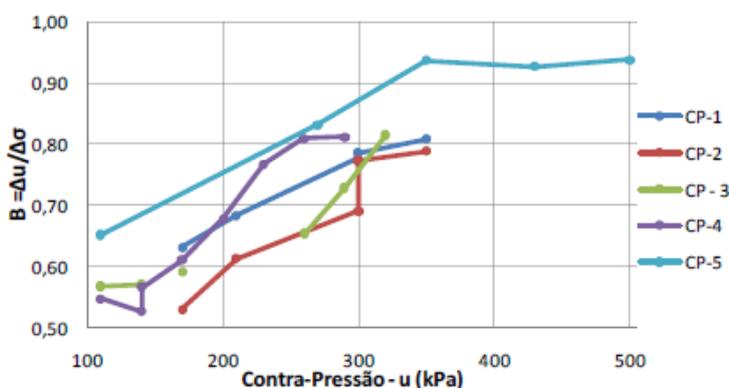


Figura 4. Amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

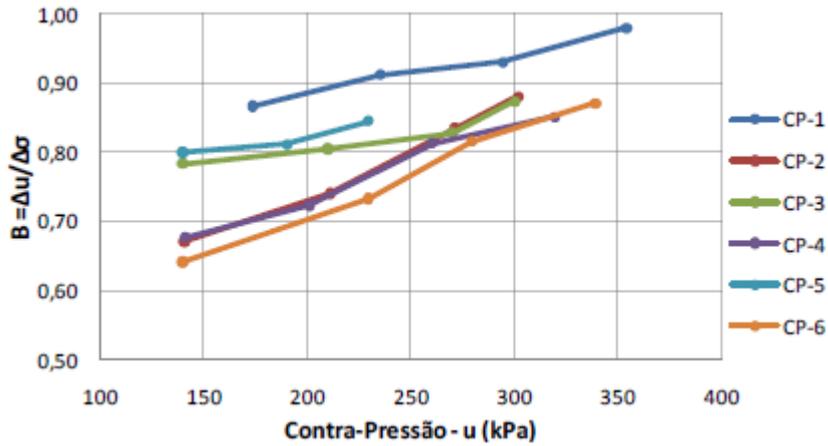


Figura 5. Amostra PI-1-AM.1-prof. 1m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

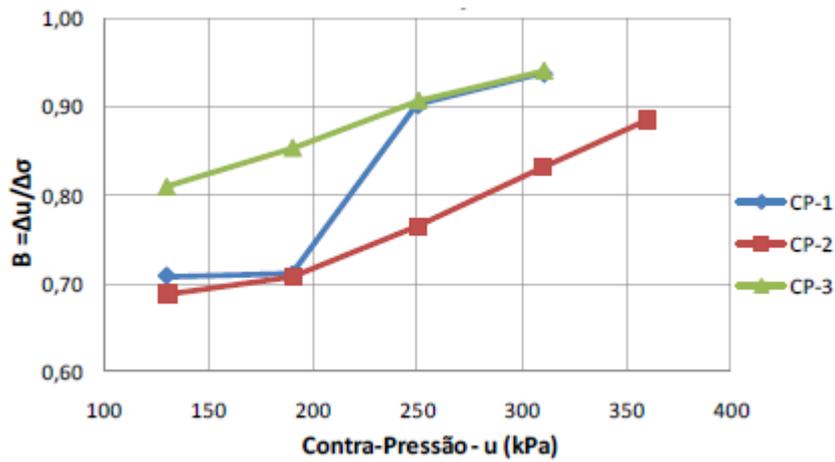


Figura 6. Amostra PI-1-AM.2-Prof. 2m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

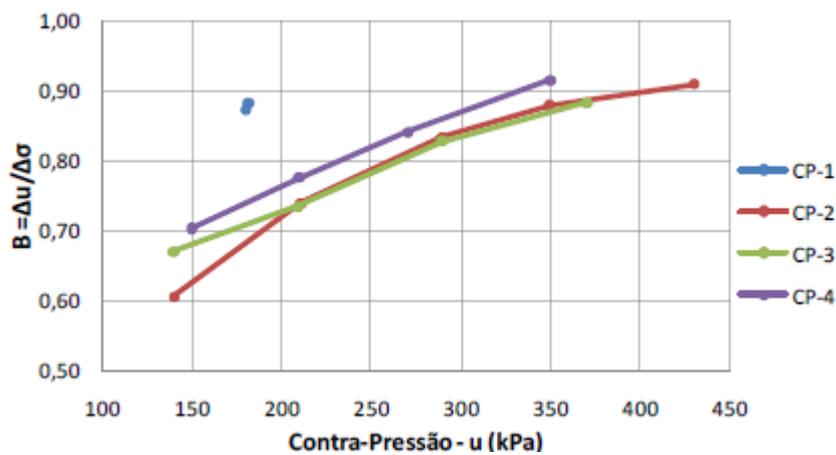


Figura 7. Amostra PI-1-AM.3-Prof. 3m - Gráfico de variação do parâmetro B com a contra-pressão

No CP 1 da amostra PI-1-AM 3-prof.3m optou-se por manter a contra-pressão, variando apenas o tempo para iniciar as verificações.

Mesmo com a contra-pressão relativamente baixa (aproximadamente 180 kPa), esse corpo de prova foi deixado a um tempo de 10 dias de saturação, sendo que na primeira verificação obteve o valor de B igual a 0,87. Esse corpo de prova foi deixado por mais um dia em processo de saturação, sendo que o valor de B verificado foi de 0,88. Ou seja, mantendo-se a mesma contra-pressão, em um determinado tempo, não é possível afirmar que de fato ocorre um aumento do parâmetro B.

Os valores finais obtidos para o parâmetro B em cada corpo de prova ensaiado estão apresentados na Tabela 3. Para uma avaliação do comportamento do parâmetro, na Tabela 2 está apresentada a média e o desvio padrão das amostras analisadas.

A amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m. apresentou um valor médio relativamente baixo se comparado às demais amostras. O parâmetro B médio foi de 0,8167 mesmo com contrapressões maiores que 300 kPa. No entanto, analisando a Figura 4, um dos corpos de prova obteve o valor de B igual a 0,93, e este foi levado a contra-pressão de 500 kPa.

Tabela 2 – Parâmetro B de Skempton para as amostras analisadas

Amostra	Parâmetro B	
	Média	Desvio Padrão
Tal. 4– AM. 1-prof. 0,5 m	0,9328	0,0465
Tal. 2– AM. 1-prof. 0,5 m	0,8167	0,0302
PI-1 – AM 1-prof. 1 m	0,8916	0,0507
PI-1 – AM 2-prof. 2 m	0,9205	0,0313
PI-1 – AM 3-prof. 3 m	0,9090	0,0183

Tabela 3 – Resumo dos corpos de prova dos ensaios triaxiais

Amostra	CP	$\sigma_3'0$ (kPa)	e_0	γ_h (kN/m ³)	Sr_0 (%)	B
Tal. 4 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,36	1,20	1,623	78	0,973
	2	-	1,15	1,623	74	0,987
	3	149,9	1,05	1,697	80	0,930
	4	299,1	1,15	1,606	71	0,885
	5	-	1,32	1,547	72	-
	6	77,0	1,23	1,637	75	0,889
Tal. 2 – AM-1- prof. 0,5m.	1	20,06	1,33	1,552	72	0,808
	2	80,71	1,46	1,493	69	0,788
	3	149,4	1,38	1,541	73	0,859
	4	-	1,36	1,535	71	0,811
	5	340,2	1,32	1,547	70	0,938
PI 1 – AM-1- prof. 1m	1	19,8	0,93	1,719	68	0,980
	2	59,7	0,86	1,773	71	0,881
	3	147,5	0,91	1,716	66	0,873
	4	299,6	0,94	1,662	58	0,852
	5	-	0,85	1,791	75	-
	6	349,0	0,82	1,738	58	0,871
PI 1 – AM-2- prof. 2m.	1	19,51	0,72	1,864	75	0,938
	2	79,85	0,87	1,722	63	0,884
	3	149,8	0,78	1,800	68	0,940
PI 1 – AM-3- prof.3m	1	19,60	0,87	1,761	66	0,884
	2	79,10	0,80	1,824	71	0,910
	3	158,4	0,93	1,705	62	0,927
	4	299,6	0,81	1,800	67	0,916
	5	-	0,86	1,787	70	-

Com todas as observações realizadas, constata-se que existe uma influência significativa relacionada ao aumento da contrapressão e a saturação do solo, durante a etapa de saturação nos ensaios triaxiais. Holtz e Kovacs (1981) citam que se o esqueleto sólido for relativamente rígido, é possível que o parâmetro B seja menor do que 1, ainda que o grau de saturação seja 100%.

Essa condição é possível, pois se C_{sk} for muito baixo (solo mais rígido) a relação entre C_v e C_{sk} torna-se muito alta, portanto, o B diminui.

A Tabela 4 apresenta alguns valores típicos de B para diferentes tipos de solos, além da faixa de valores obtida para as amostras analisadas.

Com as considerações realizadas neste trabalho, há possibilidade de que a rigidez da estrutura dos solos ou a cimentação das amostras analisadas são fatores que influenciam os valores de B inferiores a 1, observados nas amostras analisadas.

Tabela 4 – Valores teóricos de B para diferentes solos (modificado de Holtz e Kovacs, 1981)

Tipo de Solo	S = 100%	S = 99%
Solo mole, argila normalmente adensada	0,9998	0,986
Siltes e argilas compactadas; argilas pré-adensadas	0,9988	0,930
Argilas rijas pré-adensadas; areias com maior densidade	0,9877	0,51
Areias muito densas; argilas muito rijas sobre altas pressões confinantes	0,9130	0,10
Este trabalho - solo residual de gnaiss – silto arenoso	0,9866 (máximo)	0,7881 (mínimo)

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As principais considerações e conclusões deste trabalho, estão apresentadas na sequência:

- No processo de saturação, observou-se que os parâmetros B de Skempton não alcançaram valores iguais à 1. Em uma análise com todos os corpos de prova nos ensaios triaxiais, o valor médio máximo foi de 0,9328 para a amostra Tal. 4- AM.1-prof. 0,5 e 0,8167 para a amostra Tal. 2-AM.1-prof. 0,5m;
- A obtenção de parâmetros de B inferiores a 1 pode ser explicada pela rigidez e cimentação da estrutura do solo (valor de C_{sk} relativamente baixo), tornando a relação entre C_v e C_{sk} alta, e conseqüentemente o valor de B menor que 1.
- Através das observações realizadas neste trabalho, constata-se que existe uma influência significativa relacionada ao aumento da contra-pressão e a saturação do solo, durante a etapa de saturação nos ensaios triaxiais;

AGRADECIMENTOS

À empresa Zênite Engenharia, e ao Engenheiro Sidney Carvalho pelo apoio nos trabalhos de campo.
Ao Professor Leto Momm, por ceder o terreno para a realização das pesquisas.

REFERÊNCIAS

- BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. (1962). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. Imperial College.
- BITTENCOURT, M.F.; BONGIOLO, E.M.; PHILIPP, R.P.; MORALES, L.F.G.; RUBERT, R.R.; MELO, C.L.; LUFT JR, J.L. (2008) "Estratigrafia do Batólito Florianópolis, Cinturão Dom Feliciano, na região de Garopaba-Paulo Lopes, SC". Revista Pesquisa em Geociências. Instituto de Geociências, UFRGS.
- GODOI, C.S. 2014. Caracterização Geomecânica de um Solo Residual de Gnaiss – Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- HOLTZ, R.D.; KOVACS W.D. (1981) An Introduction to Geotechnical Engineering. Prentice – Hall, New Jersey.
- KRUEGER, F. S. 2015. Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss em Santo Amaro da Imperatriz/SC. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- SATO, R.D.O. (2006) Investigação Hidrogeológica das Ocorrências Termais e Termo-Minerais da Região Centro-Sul da Borda Oriental do Estado de Santa Catarina e Possíveis Modelos Genéticos. Dissertação de Mestrado. USP.
- SKEMPTON, A.W. 1954. The Pore-Pressure Coefficients A and B. Géotechnique, 4.
- SKEMPTON, A.W. (1984) Selected Papers on Soil Mechanics by A. W. Skempton, F.R.S.". Thomas Telford Limited.London.

Capítulo 27

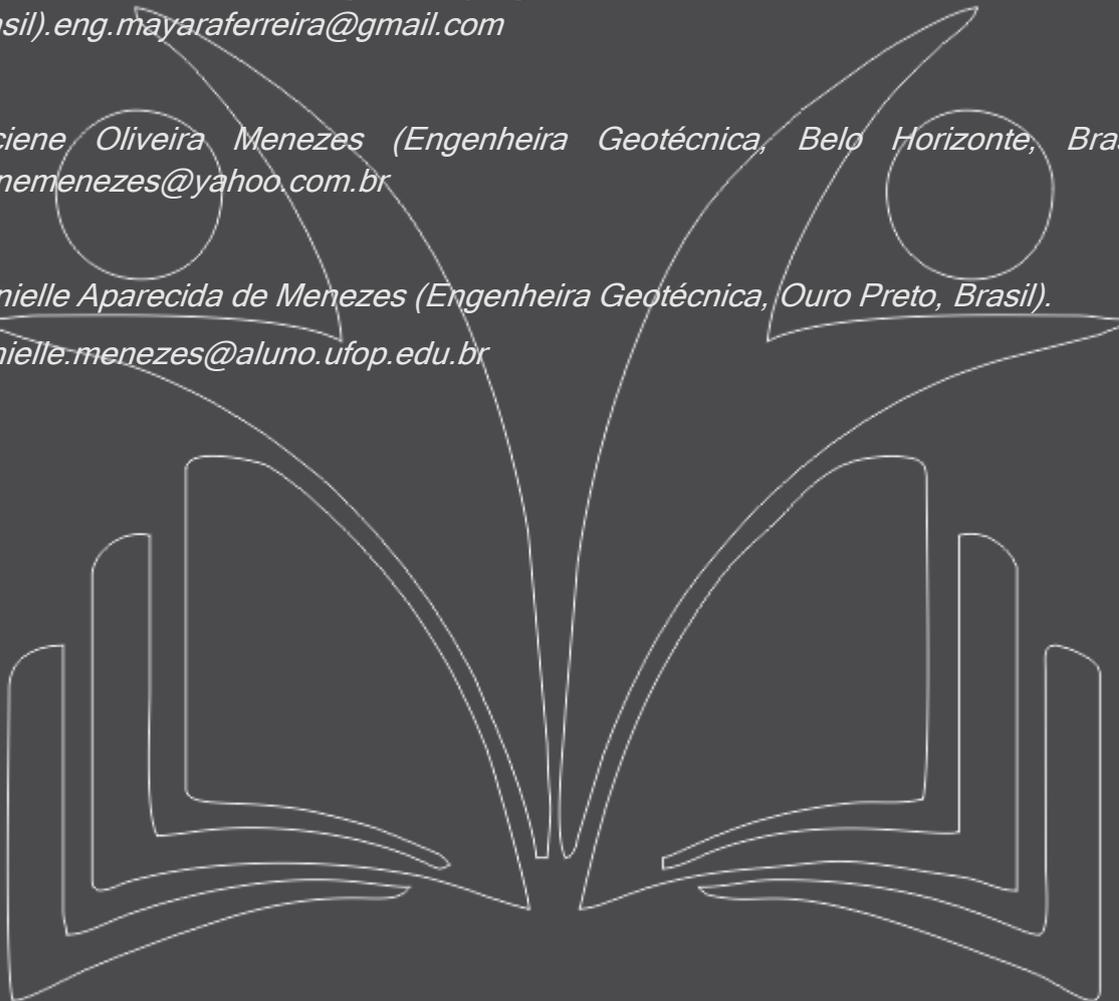
AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO LATERÍTICO QUANDO MISTURADO COM A CAL HIDRATADA PARA USO EM BARRAGENS

[DOI: 10.37423/200500973](https://doi.org/10.37423/200500973)

Mayara Ferreira Rodrigues (Engenheira Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil).eng.mayaraferreira@gmail.com

Luciene Oliveira Menezes (Engenheira Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil).cienemenezes@yahoo.com.br

Danielle Aparecida de Menezes (Engenheira Geotécnica, Ouro Preto, Brasil).danielle.menezes@aluno.ufop.edu.br



RESUMO: O objetivo desta pesquisa é avaliar o comportamento mecânico de um solo compactado quando misturado com a cal hidratada em relação ao solo sem a mistura. Para tal, foram coletadas amostras deformadas, utilizadas para caracterização do solo e nos ensaios laboratoriais de compactação e amostras indeformadas coletadas em aterro experimental, sendo neste caso para a realização de ensaios de resistência e compressibilidade. A motivação desta investigação surgiu pela recorrente necessidade em melhorar o solo disponível nas proximidades dos diversos tipos de obra de terra com o emprego de um aditivo químico, sejam obras em áreas urbanas ou rurais, e pela ausência de normalizações para este tipo de procedimento. O aditivo misturado ao solo para aumento da capacidade de trabalho e/ou melhoria das condições de trabalhabilidade utilizado nesta pesquisa foi a cal hidratada, esta última, objeto de estudo desta pesquisa. O material selecionado trata-se de um solo laterítico, de granulometria areno silto argilosa, com o comportamento bastante peculiar, em função da sua formação e composição mineralógica. Os resultados apontam que é possível melhoria nos parâmetros de resistência do solo, entretanto, é necessário a realização de mais ensaios para melhor análise.

PALAVRAS-CHAVE: solo reforçado, cal hidratada, parâmetros de resistência, aterro experimental.

1 INTRODUÇÃO

As principais obras que utilizam emprego de um aditivo químico misturado ao solo, são as obras rodoviárias, que devido a sua extensão linear, não é possível trabalhar com um mesmo tipo de solo em todos os trechos, sendo necessário melhorar as características do material local, adequando para cada condição de uso.

Entretanto, como para essas obras os resultados alcançados na melhoria das propriedades do solo com aditivos são bem favoráveis, este recurso passou a ser utilizado em obras de contenções e até mesmo em barragens de terra.

A aplicação de um aditivo químico ao solo faz com que as reações químicas entre os sólidos e a água sejam alteradas, induzindo à uma maior e melhor aglomeração dos grãos, como a redução do índice de vazios, uma vez que os finos da cal ocupam melhor os vazios entre os grãos de maior granulometria do solo.

Conforme DIAMOND & KINTER, 1965; THOMPSON, 1966, alguns estudos já realizados para obras rodoviárias apontaram que a adição da cal ao solo reduz o tempo do ganho de resistência e melhora os parâmetros de resistência. Além disso, no estudo de SVENSON, 1981; PUPPALA et al., 1996; SOLANKI et al., 2010, foi observado que tal mistura reduz o índice de plasticidade do solo e conseqüentemente as deformações permanentes do mesmo quando submetido ao uso para qual foi projetado.

Há muitos estudos em todo o mundo para utilização da cal hidratada aplicada para melhoria dos parâmetros de diversos tipos de solo, entretanto nenhuma normalização para a dosagem e verificação da eficiência deste recurso.

Toda a metodologia empregada nesta pesquisa, os resultados obtidos e as análises realizadas para compreender os efeitos da adição da cal em um solo laterítico, estão apresentados nos itens a seguir.

1.1 SOLO

Segundo Craig (2004), o solo é qualquer acumulação não cimentada ou fracamente cimentada de partículas minerais formada pelo desgaste de rochas, em que o espaço vazio entre as partículas contém água e/ou ar com variações granulométricas que ocorrem em função da sua formação e com isso apresentam comportamentos peculiares em função também da mineralogia.

Nas regiões de clima tropical, como no Brasil, em que há a combinação de alta temperatura e alto índice pluviométrico, a principal formação do solo é por intemperismo químico, que em geral, resulta na formação de camadas de solo mais espessas com granulometria bem distribuída (SILVA, 2016).

1.2 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO

Há duas formas de estabilização do solo, a física e a química. A estabilização física se dá pelo aumento dos sólidos do solo em um determinado volume com conseqüente redução dos vazios, uma dessas formas é através da compactação, em que a densidade aparente seca máxima é alcançada em um determinado teor de umidade tido como ótimo, valores estes obtidos através do ensaio de compactação em laboratório em determinada energia Proctor e confirmada no aterro por ensaios de controle de compactação em campo.

Em obras de terra, espera-se que as jazidas de solo, a serem utilizadas como área de empréstimo, estejam próximas ao ponto de execução da obra e que tenham as características especificadas pelo projeto, para fins de economia e viabilização do empreendimento. E, em alguns casos, não se consegue jazidas de solo com o volume necessário para aplicação nas proximidades da obra ou em áreas já ambientalmente licenciadas para esta exploração. Neste caso, quando apenas a compactação não é suficiente para o alcance de parâmetros de resistência desejáveis, pode-se optar pela busca de outras jazidas ou realizar o tratamento do solo disponível de forma a se obter os parâmetros de resistência especificados em projeto. Uma alternativa muito utilizada é a aplicação de aditivos químicos em dosagem definida combinada à sua compactação.

Este procedimento faz com que haja uma interação química entre as partículas sólidas e líquidas dos materiais possibilitando o ganho da resistência final em que o solo com apenas a sua composição natural não é capaz de alcançar.

Os estabilizantes químicos mais comuns e economicamente viáveis de serem utilizados em solo são o cimento Portland e a cal hidratada, sendo o cimento mais aplicável a solos granulares, enquanto a cal, é comumente utilizada em solos granulares com presença de finos. Após a reação química ocorrida entre os materiais, a mistura permite uma melhor condição de trabalhabilidade e resistência, além da redução da permeabilidade e da plasticidade, conforme apontado por EREN & FILIZ (2009).

1.3 CAL HIDRATADA

Enquanto a estabilização do solo com o cimento Portland é aplicável a solos granulares e exige o tempo de cura da mistura de aproximadamente 28 dias, a cal reage com os argilo-minerais presentes na granulometria fina do solo, não se restringindo à solos argilo siltosos ou silto argilosos. Para alcançar os resultados satisfatórios, é preciso que as argilas e siltes estejam presentes, mesmo o solo apresentando predominância arenosa. Na ocorrência dessas reações ocorre a aglomeração de partículas sólidas e o aumento da umidade ótima, o que permite melhor trabalhabilidade durante a movimentação e compactação (SILVA, 2016).

Uma boa vantagem da utilização da cal neste procedimento é que, a oposto do cimento Portland, as reações dela com os argilo-minerais são mais rápidas, reduzindo o tempo de cura necessário para que o solo alcance melhores parâmetros de resistência, permeabilidade e compressibilidade.

Cada tipo de solo, em função da composição granulométrica e dos argilo-minerais presentes em sua formação, necessita de dosagens diferentes de cal em seu volume para que os parâmetros comportamentais do mesmo sejam significativamente melhorados. Essa dosagem também irá variar conforme o objetivo da obra em que o solo será empregado e ao universo de tensões a serem aplicadas sobre o mesmo.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Para realização deste experimento, definiu-se o uso da cal hidratada por disponibilidade de fornecedores próximos ao local de execução do aterro. Em seguida, para definição da(s) dosagem(ns) a ser(em) testada(s), realizou-se ensaios de CBR em diferentes dosagens de Cal Hidratada. Após analisado em qual dosage obteve-se melhor ganho, partiu-se para os testes em grande escala com a realização do aterro experimental, coleta de amostras e ensaios de laboratório. Essas etapas são descritas detalhadamente nos itens a seguir.

2.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS INICIAIS DO EXPERIMENTO

O solo a ser utilizado no aterro experimental foi selecionado devido a disponibilidade de jazidas licenciadas próximas ao local da sua construção. Neste estudo foi utilizado solos lateríticos de características areno silto argilosas ou areno siltosos com presença de argila.

Para este experimento, restringiu-se apenas ao uso da cal calcítica hidratada, as demais variações da cal, como a dolomítica hidratada ou virgem ou a cal cálcica virgem, não foram experimentadas. A cal hidratada foi selecionada em função de disponibilidade de fornecedores também próximos ao local do experimento.

A dosagem de cal no solo foi estabelecida em ensaios prévios de CBR utilizando como referência as diretrizes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) através da Norma Brasileira 9895 – Índice de Suporte Califórnia. A cal foi misturada ao solo em dosagens de 3%, 5% e 7%. Como não houve ganho significativo da mistura com acréscimo de 7% de cal, quando comparada à mistura com 3%, então optou-se por trabalhar com 3% de cal em volume de solo por questões econômicas.

O experimento foi executado com o objetivo de possível aplicação em obras de barragem de terra, seja na construção ou obras de reforço estrutural.

2.2 EXECUÇÃO DO ATERRO EXPERIMENTAL

Para controle da dosagem de cal e coleta das amostras a serem ensaiadas, foi executada uma pista teste em região previamente limpa e nivelada, com dimensões de 80 metros de comprimento dividido em 3 regiões, sendo 25 metros em cada extremidade destinados à área de aceleração (movimentação do caminhão dispersor da cal; caminhão espargidor de água; pás giratórias destinadas à homogeneização do solo-cal e rolo compactador tipo pé de carneiro), 30 metros centrais considerados para o experimento (controle da dispersão da cal, controle de compactação, coleta de amostras deformadas e indeformadas) e 12 metros de largura divididos em 3 faixas de 4 metros considerada a largura das máquinas e equipamentos utilizados no processo. Conforme croqui apresentado na Figura 1 a seguir.



Figura 1: Croqui da pista teste (sem escala).

O solo laterítico foi lançado direto da jazida na pista teste, onde foi tratado para quebra dos grumos, retirada de matéria orgânica, como folhas e raízes e redução da umidade abaixo da umidade ótima para facilitar a homogeneização com a cal. O aterro experimental foi executado com 1 metro de altura sendo as camadas lançadas a cada 25 cm de altura, totalizando 4 camadas controladas.

Após esta etapa o caminhão dispersor da cal passava em cada faixa vertical a uma velocidade controlada de 3,5 km/h depositando na camada de solo aproximadamente 3% de cal no volume de solo. O controle da dosagem em campo foi executado com o posicionamento de bandejas de dimensões e tara conhecidas, dispostas ao longo das 3 faixas centrais no início, meio e fim. Sequencialmente as bandejas são pesadas e, sabendo o peso da cal em cada bandeja obtém-se o consumo médio de cada camada em quilogramas e a taxa média de consumo em porcentagem.

A cal coletada na bandeja foi imediatamente devolvida ao ponto de coleta para homogeneização do solo e da compactação da camada. Para este estudo o grau de compactação requerido para o solo foi de 100% na umidade ótima.

A execução do aterro experimental foi controlada através do ensaio de controle de compactação pelo método de Hilf, seguindo a norma ABNT NBR 12102, por 2 laboratórios distintos, com o intuito de garantir a qualidade do experimento. A umidade foi posteriormente verificada em estufa conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016), através da Norma Brasileira 6457 - Amostras de solos - preparação para ensaios de compactação e caracterização. Os resultados da umidade de laboratório e de campo não apresentaram variações consideráveis em relação aos resultados obtidos em ensaios de campo.

2.3 AMOSTRAGEM E ENSAIOS LABORATORIAIS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

Para os ensaios no solo sem a cal, coletou-se 2 amostras deformadas na jazida de empréstimo, e os corpos de prova dos ensaios de permeabilidade e resistência foram moldados em laboratório com grau de compactação de 100% na umidade ótima.

Já para os ensaios no solo com cal, foram coletadas amostras deformadas para caracterização e 2 (dois) blocos indeformados para ensaios especiais no aterro experimental, após 72 horas de sua conclusão.

Tanto as amostras sem cal quanto as amostras com cal foram enviadas a 2 laboratórios distintos a fim de promover comparação e melhor validação dos resultados. Todos os ensaios foram realizados, conforme normalização apresentada no Quadro 1 a seguir.

Quadro 1: Normas de execução dos ensaios.

Ensaio	Norma
Teor de umidade natural	ABNT NBR 6457
Limite de Liquidez	ABNT NBR 6459
Massa específica dos sólidos	ABNT NBR 6508
Limite de Plasticidade	ABNT NBR 7180
Análise granulométrica	ABNT NBR 7181
Compactação Proctor	ABNT NBR 7182
Controle de compactação – método Hilf	ABNT NBR 12102
Adensamento Edométrico	ABNT NBR 12007
Permeabilidade carga variável	ABNT NBR 14545
Triaxial CIUsat	ASTM D 4767

Para este estudo, sabendo-se do tipo de solo e das condições a que seria submetido, realizou-se apenas ensaios de resistência do tipo adensado isotropicamente, não drenado, com leituras de poropressão, e com o corpo de prova saturado.

3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Como citado anteriormente, os ensaios no solo sem cal foram executados a partir de amostras deformadas e os corpos de prova nos ensaios de permeabilidade e resistência foram moldados com grau de compactação de 100% e umidade ótima. Os resultados de ambos os laboratórios seguem apresentados nas Tabela 1, 2 e 3 a seguir.

Tabela 1: Resultados de caracterização das amostras sem cal coletadas na jazida.

Amostra	Granulometria por peneiramento e sedimentação						Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de Atterberg		
	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)
01	2,4	14,5	13,8	7,4	2,9	59	3,714	NL	NP	NP
02	14,8	19	9,4	13,2	10,5	33,1	3,469	25	20	5

Tabela 2: Resultados dos ensaios de compactação das amostras sem cal coletadas na jazida.

Amostra	Compactação Proctor normal	
	$\gamma_{\text{máx}}$ (g/cm ³)	W _{ótima} (%)
01	1,880	18,5
02	2,08	15,9

Tabela 3: Resultados dos parâmetros de resistência das amostras sem cal coletadas na jazida.

Amostra	Compressão Triaxial CIUsat			
	C (Kgf/cm ²)	Φ (°)	C' (Kgf/cm ²)	Φ' (°)
01	0,4	26	0,2	35
02	0,6	25	0,5	24

Os ensaios realizados nas amostras com cal foram executados nas amostras deformadas (caracterização e compactação) e indeformada (permeabilidade e resistência) coletadas no aterro experimental. Os resultados seguem apresentados nas tabelas 4, 5 e 6 a seguir.

Tabela 4: Resultados de caracterização das amostras com cal coletadas no aterro experimental.

Amostra	Granulometria por peneiramento e sedimentação						Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Limites de Atterberg		
	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)
01	1	25	14	18	11	31	3,429	NL	NP	NP
02	12,8	18,8	8,1	13,2	14,9	32,2	3,410	24	17	7

Tabela 5: resultados dos ensaios de compactação das amostras sem cal coletadas no aterro experimental.

Amostra	Compactação Proctor normal	
	$\gamma_{\text{máx}}$ (g/cm ³)	W _{ótima} (%)
01	2,235	14,4
02	2,123	15,5

Tabela 6: resultados dos parâmetros de resistência das amostras com cal coletadas no aterro experimental.

Amostra	Compressão Triaxial CIUsat			
	C (Kgf/cm ²)	Φ (°)	C' (Kgf/cm ²)	Φ' (°)
01	1,74	12	0,21	35
02	1,60	23	0,10	41

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

É possível observar para as amostras ensaiadas que a cal não interfere na composição granulométrica e no índice de plasticidade das amostras, uma vez que as variações identificadas não são significativas e ocorrem em função da interferência da mão de obra no resultado o fato se dá de que, durante a preparação das amostras

para os ensaios, ao lavar-se o material na peneira de 0,075 mm (#200) a fração correspondente à cal hidratada, passante por esta peneira, torna-se desprezível ao ensaio. Já os ensaios de compactação confirmam a teoria da reação da cal com o solo, uma vez que com a cimentação ocorre redução dos vazios com maior retenção de água e expulsão do ar, e por se tratar de partículas finas da composição granulométrica, justificando o aumento da densidade aparente seca máxima e diminuição do teor de umidade ótima. Contudo, observa-se um maior ganho na amostra 01, a qual obteve aumento de aproximadamente 19% na densidade aparente seca máxima e redução da umidade ótima de 18,5% para 14,4%.

Já para a amostra 02 o ganho não foi tão significativo, sendo de 2% para a densidade aparente seca, e variando a umidade ótima de 15,9% para 15,5%. Este resultado pode ser indicativo que para solos não plásticos, caso da amostra 01, a influência da cal nos parâmetros de compactação é maior. Analisando os parâmetros de resistência das amostras ensaiadas de solo com cal hidratada e as amostras de solo sem aditivo, observa-se que, em termos de tensões efetivas, apenas uma amostra apresentou aumento do ângulo de atrito efetivo (mantendo 35° na amostra 1 e aumentando de 24° para 41° na amostra 2) e pequena redução da coesão efetiva (mantendo 0,2 kg/cm² na amostra 1 e diminuindo de 0,5 kg/cm² para 0,2 kg/cm² na amostra 2).

A resistência das amostras ensaiadas de solo com cal hidratada em relação às amostras de solo sem aditivo para a análise em termos de tensões totais, nota-se o aumento da coesão (de 0,4 kg/cm² para 1,74 kg/cm² na amostra 1, e de 0,6 kg/cm² para 1,6 kg/cm² na amostra 2) e redução do ângulo de atrito (de 26° para 12° na amostra 1, e de 25° para 23° na amostra 2).

A análise dos parâmetros de resistência do solo com cal e sem cal não permitem a avaliação da real influência na resistência ao cisalhamento, o que se propõe analisar a resistência conforme a Equação 1, de Mohr-Coulomb (1973) apud Terzaghi & Peck (1996), considerando uma tensão normal de 1 kg/cm².

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

Desta forma, a resistência ao cisalhamento da amostra 01, considerando uma tensão normal estimada de 1,0 kg/cm², em condições não drenadas é 0,88 kg/cm² sem cal, e 1,95 kg/cm² com cal; um acréscimo significativo. Já para a condição drenada, a amostra 01 apresenta resistência ao cisalhamento de 0,90 kg/cm² sem cal e 0,91 kg/cm² com cal, sem acréscimo.

A amostra 02 apresenta resistência ao cisalhamento considerando uma tensão normal estimada de 1,0 kg/cm², em condições não drenadas de 1,07 kg/cm² sem cal, e 2,02 kg/cm² com cal; um acréscimo significativo. Já para a condição drenada, a amostra 02 apresenta resistência ao cisalhamento de 0,95 kg/cm² sem cal e 0,97 kg/cm² com cal, sem acréscimo significativo.

A análise da resistência ao cisalhamento das amostras 01 e 02 evidenciam maior ganho em condições não drenadas, e nenhum ganho significativo em termos de tensões efetivas.

5 CONCLUSÃO

Os resultados deste experimento validam a expectativa de melhoria dos parâmetros de compactação das amostras de solo com adição de cal. Melhor resultado foi obtido para a amostra 01, que possui comportamento não plástico. Sugere-se pesquisas futuras com maior quantidade de amostras, para de fato se verificar que a eficácia da cal no solo é maior nestas condições.

Em relação à resistência ao cisalhamento do solo, observa-se maior incremento em condições não drenadas, e nenhum ganho em termos de tensões efetivas. Contudo, sugere-se maior número de ensaios para a verificação deste comportamento.

Não foram executadas modelagens para análise de estabilidade dos taludes da barragem. As considerações feitas neste artigo, foram baseadas na teoria de Mohr Coulomb apud Terzaghi & Peck (1996) e os experimentos foram realizados apenas com a cal calcítica hidratada não garantindo dessa forma que a aplicação de outro tipo de aditivo garanta o alcance de resultados também favoráveis. De um modo geral, a solução de solo reforçado com cal mostrou-se adequado para a aplicação em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Society for Testing and Materials (1995). Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. USA.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6508. Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7181. Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 7182. Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 9895. Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). NBR 12007. Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1991). NBR 12102. Solo - Controle de compactação pelo método de Hilf - Método de ensaio. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). NBR 14545. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro.

Craig, R. F. (2004) *Craig's Soil Mechanics*, 7th ed, Spoon Press Taylor & Francis Group Department of Civil Engineering – University of Dundee, London, UK, 458 p.

Diamond, S.; Kinter, E. B. (1965) *Mechanisms of Soil-Lime Stabilization: An Interpretative Review*. Highway Research Record. N. 92.

- Eren, S.; Filiz, M. (2009) Comparing the Conventional Soil Stabilization Methods to the Consolid System Used as an Alternative Matter in Isparta Daridere Material. *Construction and Building Materials*. V. 23, p. 2473-2480.
- Puppala, A. J.; Mohammad, L. N.; Allen, A. (1996) Engineering Behavior of Lime- Treated Louisiana Subgrade Soil. *Transportation Research Record*. V. 1546, p. 24-31.
- Silva, M. F. da. (2016) Estudo da Estabilização com Cal de um Solo Laterítico e um Solo não Laterítico. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos / USP, 142 p.
- Solanki, P.; Zaman, M. M.; Dean, J. (2010) Resilient Modulus of Clay Subgrades Stabilized with Lime, Class C Fly Ash, and Cement Kiln Dust for Pavement Design. *Transportation Research Record*. V. 2186, p 101-110.
- Svenson, M. (1981) Estudo de mistura solo-cal sob carregamento dinâmico. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro. Anais... UFRJ p 385-414.
- Terzaghi, K; Peck, R. B.; Mesri G. (1996) *Soil mechanics in engineering practice*, 3rd ed. John Wiley & Sons, Michigan, USA, 549 p
- Thompson, M. R. (1966) Lime Reactivity of Illinois Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. V. 92, N. SM5, p. 67-92.

Capítulo 28

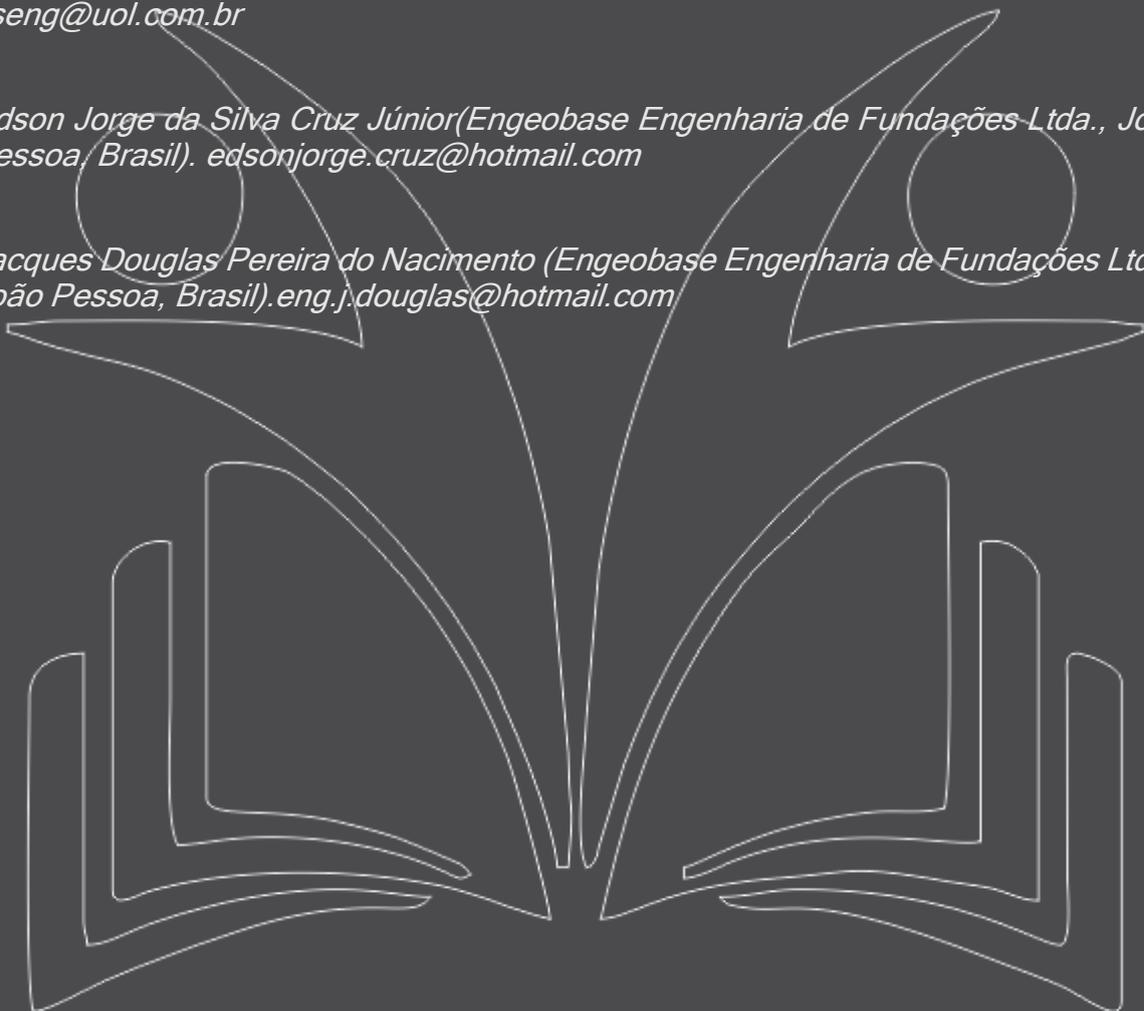
ANÁLISE DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE CONTÍNUA CURTA EM TERRAÇOS MARINHOS NA CIDADE DE JOÃO PESSOA

[DOI: 10.37423/200500974](https://doi.org/10.37423/200500974)

*Fábio Lopes Soares (Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil).
flseng@uol.com.br*

*Edson Jorge da Silva Cruz Júnior(Engeobase Engenharia de Fundações Ltda., João
Pessoa, Brasil). edsonjorge.cruz@hotmail.com*

*Jacques Douglas Pereira do Nascimento (Engeobase Engenharia de Fundações Ltda.,
João Pessoa, Brasil).eng.j.douglas@hotmail.com*



RESUMO: O trabalho aborda a análise de prova de carga estática realizada em estaca do tipo hélice contínua, projetada e executada para a construção de um edifício residencial localizado no bairro Cabo Branco, zona leste da cidade de João Pessoa, área composta, principalmente, por sedimentos arenosos do Período Quaternário e uma camada silto-arenosa de baixa resistência, com presença de nível d'água. A solução que apresentou-se mais viável foi em fundação mista, sapatas isoladas apoiadas em estacas tipo hélice contínua de pequeno comprimento. Como parte dos estudos, foi determinada a capacidade carga da estaca hélice contínua com diâmetro de 300 mm e 5 m de comprimento, considerando os métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1996) e Alonso (1996), a partir de uma campanha de sondagem SPT realizada no início da obra. Após a execução das estacas, optou-se por realizar uma prova de carga estática em estaca, como também uma nova campanha de sondagens SPT, sendo algumas sondagens realizadas em áreas que não continham estacas e outras entre as estacas. A prova de carga foi conduzida até atingir recalques que nos permitisse a obtenção dos parâmetros de ruptura do elemento, através do estudo da curva carga x recalque e da análise dos resultados pelos critérios da NBR 6122 e de Van der Veen (1953). Ao analisar os dados verificou-se um aumento significativo na capacidade de carga da estaca, atingindo um valor de aproximadamente 45 %, sendo a carga de ruptura superior ao valor calculado durante a etapa de projeto e muito próxima a capacidade de carga encontrada considerando a segunda campanha de sondagem, após a execução das estacas. Logo, evidencia-se que o processo executivo das estacas proporcionou o melhoramento do solo, observado desde o aumento do número de golpes nas sondagens SPT, e por consequência o aumento da capacidade de carga da estaca, sendo comprovado com o resultado obtido na prova de carga estática.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca Hélice Contínua, Prova de Carga Estática, Capacidade de Carga.

1 INTRODUÇÃO

Há décadas, têm-se desenvolvido novos tipos de fundações. À procura de uma maior produtividade, qualidade e desempenho satisfatórios, novas soluções têm sido estudadas, desenvolvidas e frequentemente introduzidas no mercado. Foi assim, com as estacas de compactação e as estacas hélice contínua, a primeira muito utilizada em fundações superficiais para o melhoramento do solo, já a segunda utilizada como fundações profundas.

Com grande velocidade de execução, ausência de vibrações e ruídos, as estacas do tipo hélice contínua têm sido utilizadas em larga escala no Brasil.

Devido às vibrações e ruídos ocasionados pela execução das estacas de compactação, tem-se estudado diferentes soluções para a execução de fundações de edificações de pequeno porte, entre as quais, a utilização de sapatas apoiadas em uma malha de estacas hélice.

Este estudo enfoca o comportamento a compressão de estaca hélice contínua com 300 mm de diâmetro, proposta para a execução da fundação de um edifício residencial na região litorânea da cidade de João Pessoa, cuja solução que se apresentou mais viável foi em fundação mista, sapatas isoladas apoiadas em estacas tipo hélice contínua de pequeno comprimento, dispostas conforme a figura 1.

Executadas em solo sedimentar arenoso, com presença de camada silto-arenosa de baixa resistência, realizou-se a análise e comparativo entre a capacidade de carga calculada antes e após a execução das estacas e o resultado de prova de carga estática.

2 ÁREA DE ESTUDO

2.1 CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

Trata-se de um edifício residencial composto por um semisubsolo, térreo e 7 pavimentos tipo, localizado no bairro do Cabo Branco, na zona leste de João Pessoa.

Projetado em concreto armado convencional, possuindo cargas verticais permanentes que variam entre 350 kN e 5700 kN.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A área está situada na região litorânea da cidade de João Pessoa/PB, cujo perfil geotécnico é formado basicamente por sedimentos arenosos do Período Quaternário, conforme apresentado na figura 2.

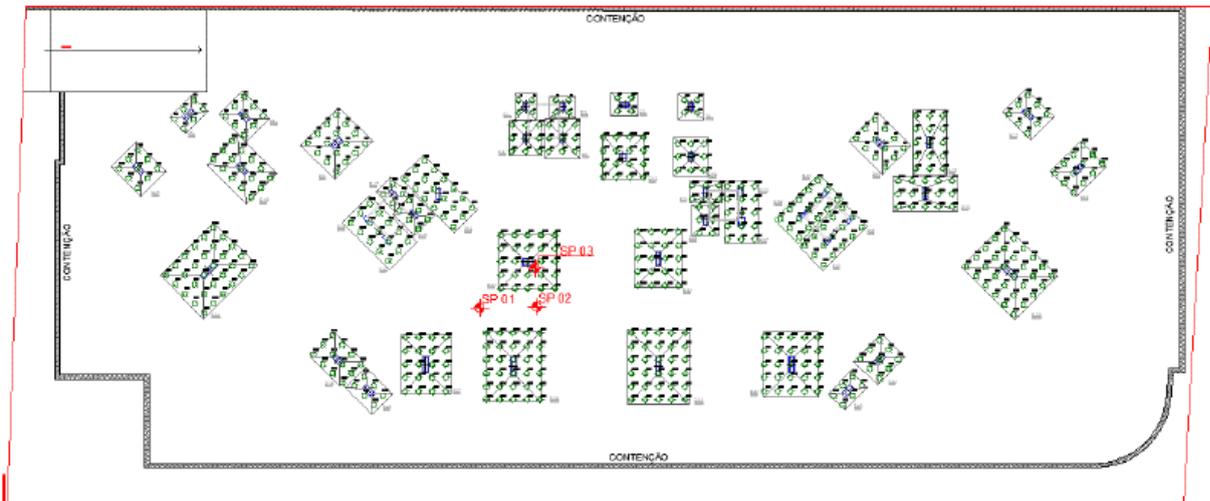


Figura 1: Disposição das Fundações

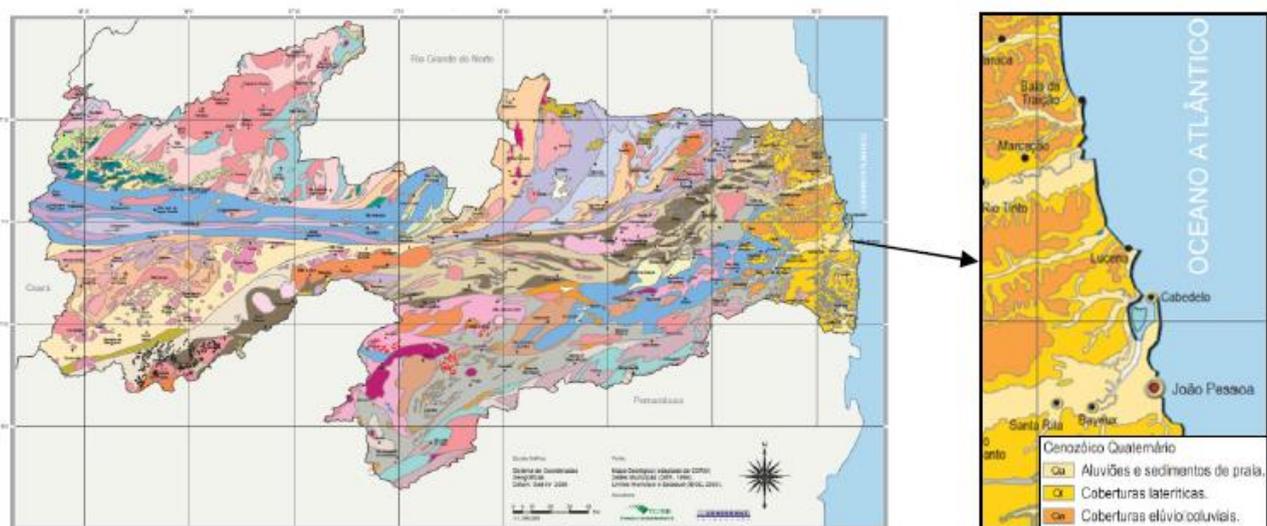


Figura 2: Mapa Geológico da Paraíba – AESA (2016)

O subsolo da localidade é composto por uma camada de aproximadamente 4,00 m de sedimentos de praia areno-siltosos, fofo a medianamente compacto, seguido de uma camada de silte arenoso, pouco compacto a fofo, com cerca de 5,00 m de espessura, com uma posterior camada de silte argilo-arenoso, rijo a médio, com espessura média de 3,00 m, seguido de uma camada de silte areno-argiloso,

pouco compacto a muito compacto, com 3,50 m de espessura, possuindo o nível d'água a 2,20 m de profundidade em relação à referência de nível.

2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Foram realizadas duas campanhas de sondagem, a primeira durante a etapa de planejamento da obra, já estando o terreno escavado cerca de 1,00 m (representada pelo SP 01), e a segunda após a escavação do terreno e execução das estacas de fundação (representada pelo SP 02 e SP 03), dispostos conforme a figura 3.

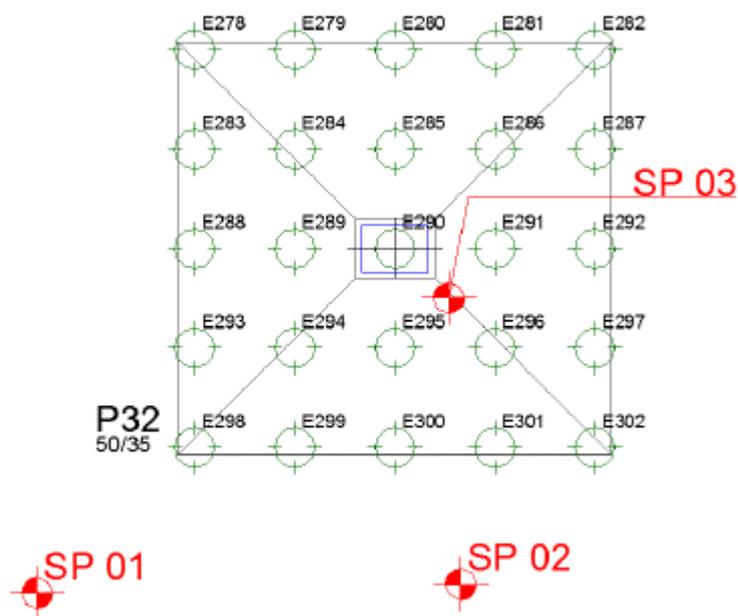


Figura 3. Localização dos ensaios SPT.

O SP-01 (Figura 4) foi o furo realizado na primeira campanha mais próximo à estaca ensaiada (E290 / P32).

O SP-02 (Figura 5) foi realizado próximo, porém fora da projeção das estacas pertencentes ao P32. Já o SP-03 (Figura 6) foi realizado entre as estacas que compõem a fundação do referido pilar.



Figura 4. Perfil Geotécnico individual do SP-01.

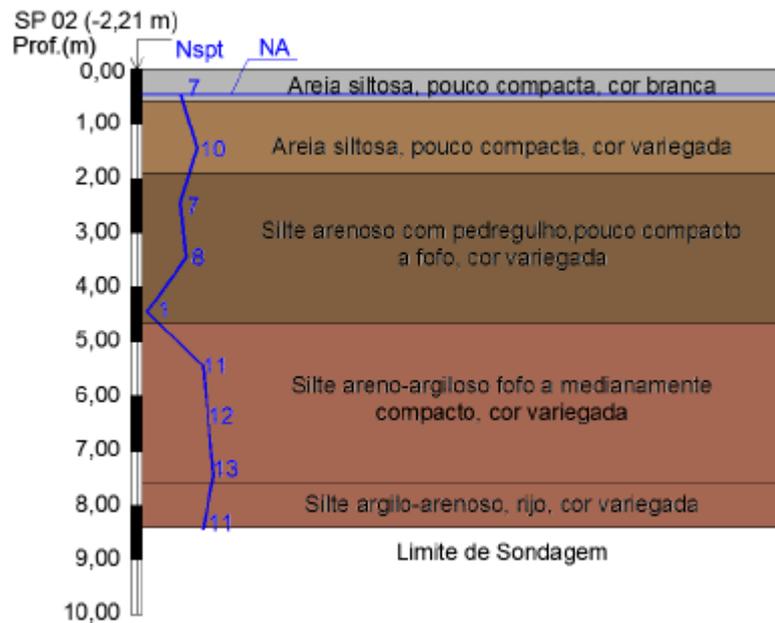


Figura 5. Perfil Geotécnico individual do SP-02.

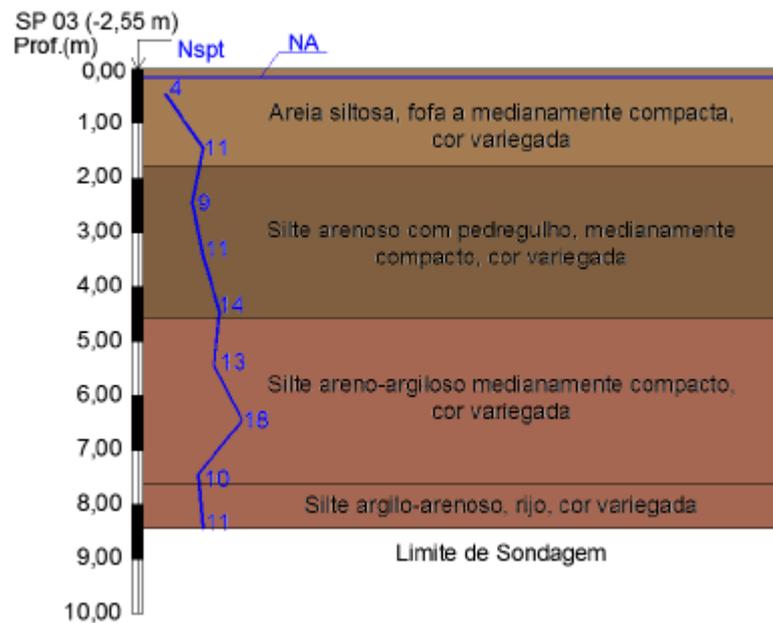


Figura 6. Perfil Geotécnico individual do SP-03.

3 CAPACIDADE DE CARGA

Considerando os métodos semiempíricos: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1996) e Alonso (1996), analisou-se a capacidade de carga das estacas hélice contínua com diâmetro de 300 mm e 5 m de comprimento.

Para o primeiro método, cuja fórmula semiempírica representa-se conforme a equação 1, foram considerados os valores de K e de α propostos pelos autores, apresentados em Cintra (2010), sendo para estacas hélice contínua os fatores de correção $F_1 = 2$ e $F_2 = 4$, conforme remendado por Velloso e Lopes (2002)

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (1)$$

Para o segundo método, cuja fórmula é representada conforme a equação 2, foram considerados os valores dos fatores $\alpha = 0,3$ e $\beta = 1,0$, conforme as orientações de Décourt (1996), apresentadas em Cintra (2010)

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta \left(\frac{10 N_L}{3} + 10 \right) UL \quad (2)$$

Para o terceiro método Alonso (1996), cuja fórmula é representada conforme a equação 3, foram considerados os valores dos fatores $\tau (\alpha \cdot f) \leq 200$ kPa, $\alpha = 0,65$ e $\beta' = 200$ kPa/kgf.m, além de correções entre o ensaio SPT e o SPT-T, conforme indicações do autor:

$$R = \beta \frac{T_{mín}^{(1)} + T_{mín}^{(2)}}{2} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l \quad (3)$$

Assim, considerando as sondagens SP-01, SP-02 e SP-03, obteve-se os valores da capacidade de carga da estaca hélice contínua, conforme a tabela 1.

Tabela 1: Capacidade de carga das estacas

Métodos	SP 01	SP 02	SP 03
Aoki-Velloso (1975)	287,67 kN	270,66 kN	436,77 kN
Décourt-Quaresma (1996)	245,83 kN	230,12 kN	318,48 kN
Alonso (1996)	262,62 kN	267,51 kN	375,51 kN
Média	265,37 kN	256,10 kN	376,92 kN

Considerando a situação inicial representada pelo SP 01 o valor médio encontrado para a capacidade de carga foi de 265,37 kN, próximo ao valor de 256,10 kN encontrado para o SP 02, sondagem realizada após a escavação do terreno, em um local que não continha estacas.

Já para o SP 03, sondagem realizada após a escavação do terreno entre as estacas do bloco P32, o valor médio foi de 376,92 kN, o que representa um acréscimo médio de 45% na capacidade de carga com relação as anteriores.

Este ganho na capacidade de carga pode ser observado no gráfico comparativo entres os resultados dos ensaios SPT, Figura 7.

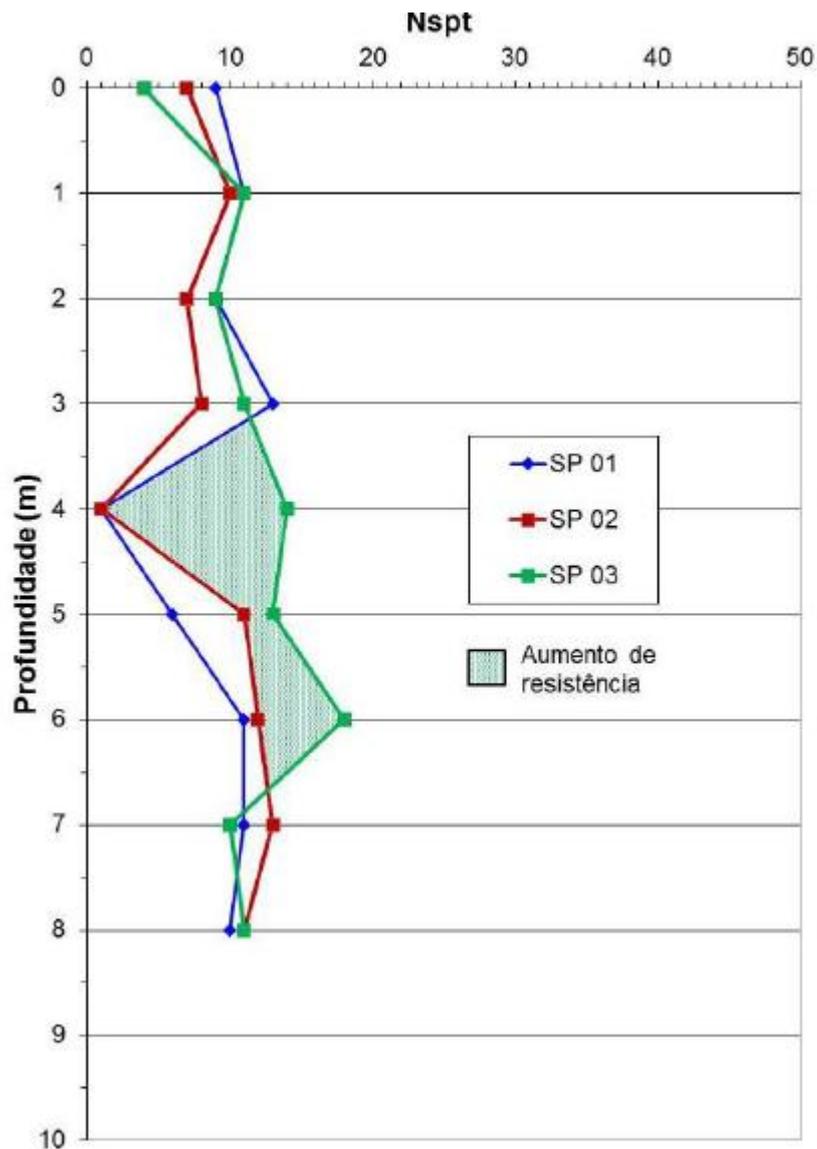


Figura 7: Comparativo dos ensaios SPT.

4 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

4.1 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS

Foram utilizadas 5 estacas hélice contínua de 300 mm de diâmetro e 5 m de comprimento, pertencentes ao pilar P32, sendo a estaca central (E290) a receber o carregamento no ensaio e as demais utilizadas como reação.

4.2 MONTAGEM DA PROVA DE CARGA

O sistema de reação foi constituído de duas vigas metálicas de alta rigidez, dispostas de forma cruzada, utilizando-se de 4 tirantes.

Foram adotados tirantes de 32 mm de diâmetro, utilizados como apoio para as vigas metálicas através de 8 conjuntos de placas e porcas, 2 para cada tirante, além do auxílio de cavaletes de aço, conforme pode ser observado na Figura 8.



Figura 8: Montagem do sistema de reação.

4.3 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS

O dispositivo de aplicação de carga era composto por um macaco hidráulico simples, com acionamento por bomba manual e manômetro analógico, com divisão de 10 kN, conforme as figuras 9 e 10.



Figura 9: Bomba Hidráulica



Figura 10: Macaco Hidráulico

O sistema de medição de deslocamento da estaca teste foi formado por quatro extensômetros, com precisão de 10-2 mm, dispostos ortogonalmente, fixado em vigas de referência, através de garras magnéticas. Para o controle das reações durante a realização do ensaio, foram instalados extensômetros idênticos nas estacas de reação, sendo um para cada estaca, de acordo com as Figuras 11 e 12.



Figura 11: Disposição dos extensômetros na estaca teste.



Figura 12: Disposição dos extensômetros nas estacas de reação.

4.4 PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

A prova de carga estática (PCE) foi realizada na estaca E290 do bloco P32, com diâmetro de 300 mm e comprimento de 5,00 m. Diante da capacidade de carga calculada após a execução das estacas, baseada no SP-03, optou-se por considerar uma carga de trabalho de 200 kN, conduzindo o ensaio até a carga de 400 kN.

Procedendo o carregamento lento, conforme a NBR 12131 (2006), a carga foi aplicada gradativamente, através de 10 (dez) estágios iguais e sucessivos, de carga acrescida de 40,0 kN e 30 minutos de duração cada, sendo realizadas as medições de deslocamentos referentes aos tempos de 0, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos. Este fase de carregamento lento foi iniciada com carga nula e finalizada com a carga máxima de 400 kN. Após este estágio, a carga máxima foi mantida por no mínimo 12 horas, sendo realizadas as medições referentes aos tempos de 0, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 180, 240, 300, 360, 420, 480, 540, 600, 660 e 720 minutos.

Em seguida foi iniciada a fase de descarregamento, sendo realizada em 5 (cinco) estágios iguais e sucessivos de 15 minutos de duração, sendo realizadas medições de deslocamentos referentes aos tempos de 0 e 15 minutos. Em todas as fases e níveis de carga os deslocamentos foram considerados finais após a estabilização das leituras, não apresentando variações acima de 5%.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com base nos dados obtidos dos ensaios, determinaram-se os recalques total, permanente e elástico, além da curva carga x recalque. Na tabela 2 encontram-se os valores dos recalques para a PCE.

Tabela 2: Recalques obtidos.

DADO	LEITURA
Recalque Total	8,375 mm
Recalque Permanente	4,448 mm
Recalque Elástico	3,928 mm

Para a carga máxima de ensaio correspondente ao dobro da carga de trabalho temos que os recalques das estacas foram de 8,375 mm, 2,79 % do diâmetro da estaca.

Através das curvas carga x recalque e da extrapolação gráfica pelo método de Van der Veen (1953) e da NBR 6122 (2010), conforme a Figura 13, determinou-se a carga de ruptura do elemento de fundação e seu respectivo deslocamento.

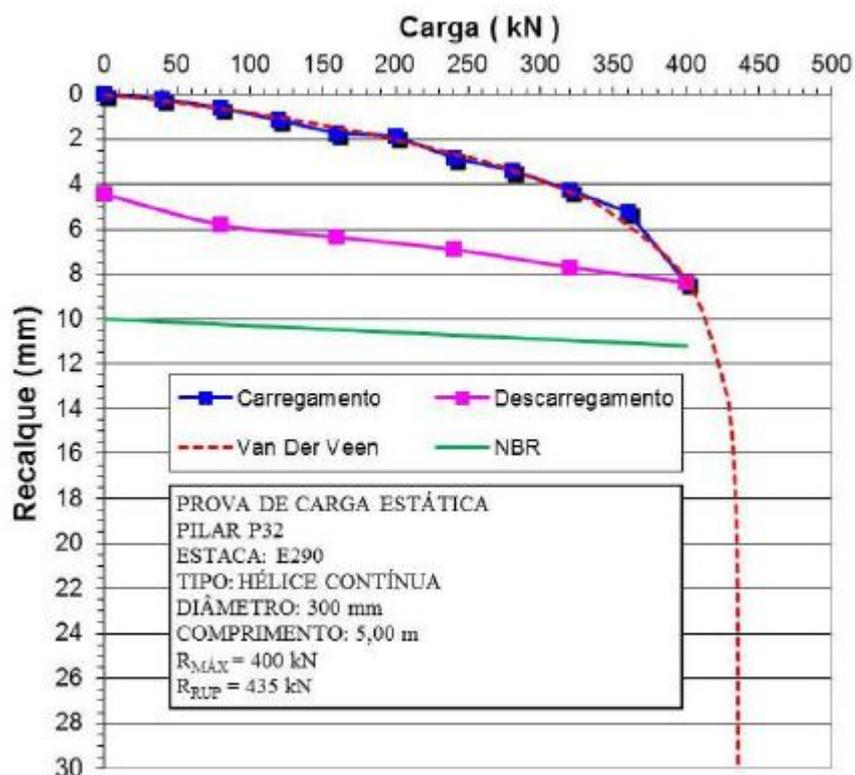


Figura 13: Curva carga x recalque

Pelo método de Van der Veen, a carga de ruptura foi de 435 kN, fornecendo fator de segurança de 2,18.

6 CONCLUSÕES

O cálculo da capacidade de carga determinado pelos três métodos semiempíricos demonstrou um ganho na ordem de 45%, ao considerar-se o SP 03, executado entre as estacas.

A curva carga x recalque não apresentou uma ruptura nítida, sendo a carga de ruptura definida pelo método matemático de Van der Veen, com valor de 435 kN, o que comprova um aumento significativo na capacidade de carga com relação ao valor determinado na etapa de projeto.

Assim, como observado em estudo semelhante (Soares et al. 2015), evidencia-se que o processo executivo das estacas hélice promoveu o melhoramento do solo, observado através dos ensaios SPT, cálculo da capacidade de carga e confirmado com a prova de carga estática.

REFERÊNCIAS

AESA - Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba, “Mapa Geológico da Paraíba (adaptado da CDRM) – Geologia do Estado da Paraíba”; Site: www.aesa.pb.gov.br/geoprocessamento/download.php?file=mapas_perh/Geologia_do_Estado_da_Paraiba.pdf – Acesso: 15/04/2016.

AOKI, N., VELLOSO, D.A. “An approximate method to estimate the bearing capacity of piles”. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, 1975.

ALONSO, U. R. “Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica – Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T” In: Sefe 3, São Paulo, 1996 v. 2 P. 141 – 151.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6122 (2010) – Projeto e Execução de Fundações.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 12131 (2006) – Estaca - Prova de Carga Estática.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. “Fundações por estacas: projeto geotécnico”. São Paulo, Oficina de Textos, 2010.

SOARES, F.L.; CRUZ JR, J.S.; NASCIMENTO, J.D.P. “Comportamento de Estaca Hélice Contínua de Pequeno Diâmetro em Terraços Marinhos com Presença de Depósitos Argilosos” In: 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 2015.

VAN DER VEEN, C.. “The Bearing Capacity of a Pile”. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1953, 2: 84-90.

VELLOSO, D. A. ; LOPES, F. R. "Fundações", Vol. 2, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

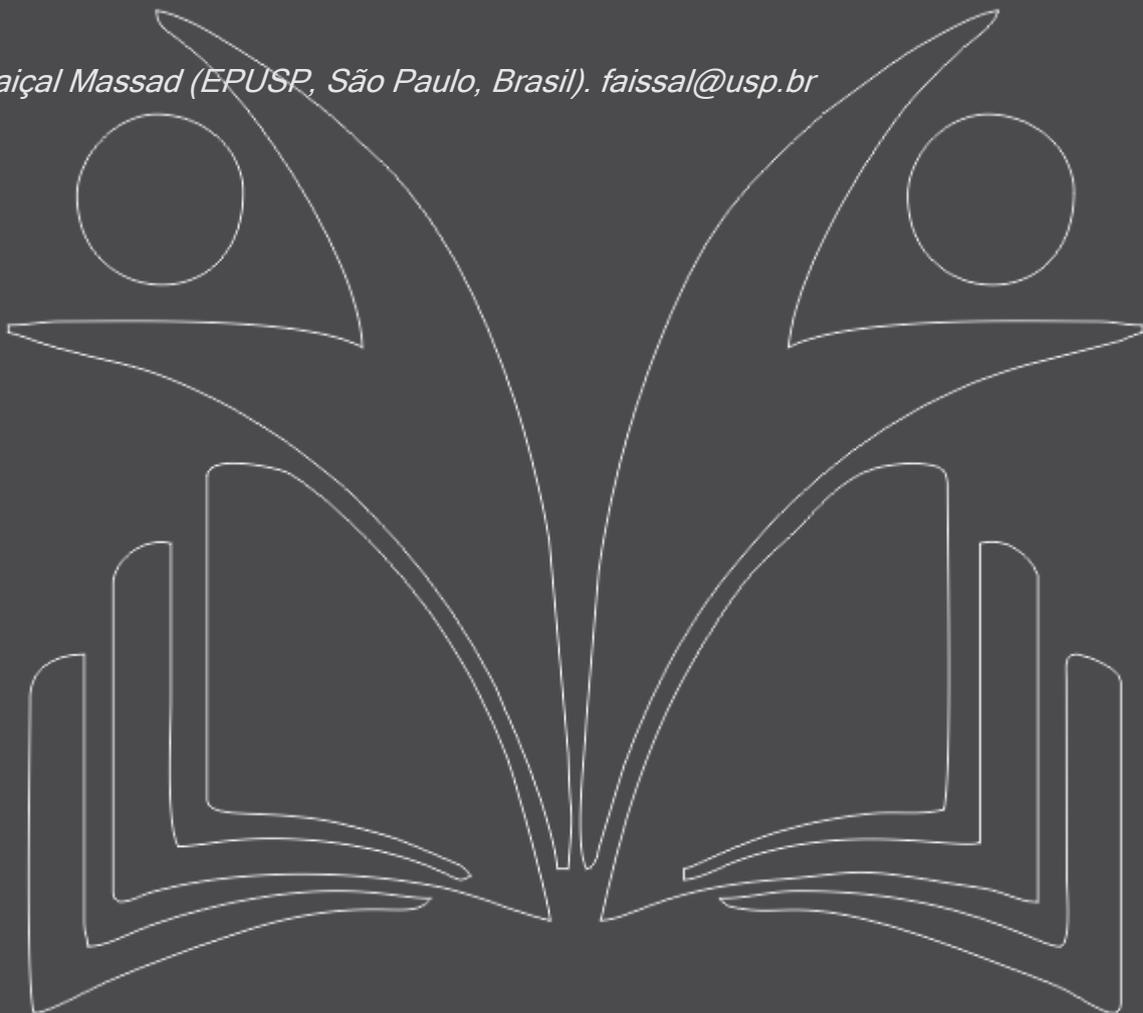
Capítulo 29

ESTACA PILOTO INSTRUMENTADA – UMA FERRAMENTA DE CAMPO PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

[DOI: 10.37423/200500976](https://doi.org/10.37423/200500976)

Adriano Souza (UNESP, Ilha Solteira, Brasil) adriano@dec.feis.unesp.br

Faiçal Massad (EPUSP, São Paulo, Brasil). faissal@usp.br



1 INTRODUÇÃO

Os projetos de fundação consistem em superar dificuldades e desafios, tal como Tomlinson (1992) descreveu: “A arte de projetar fundações em estacas é extremamente complexa, porém, para o engenheiro de fundações, torna-se uma atividade excitante e instigante”.

A determinação da capacidade de carga de

uma fundação em estaca é de grande importância para a engenharia de fundações, pois nos projetos busca-se conciliar menor custo com segurança.

A região noroeste do Estado de São Paulo é coberta por uma camada de solo colapsível, fato este que acaba impondo a utilização de estacas de pequeno diâmetro (broca) para edificações de pequeno a médio porte.

Esta necessidade resultou na concepção de um equipamento de campo que fornece valores de atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$) e de resistência de ponta ($q_{p,r}$) com rapidez e acurácia.

O equipamento criado foi uma estaca piloto instrumentada, exaustivamente ensaiada no Campo Experimental de Fundações da FEIS- Unesp, na cidade de Ilha Solteira (SP).

Os resultados obtidos para os valores de carga de atrito lateral ($Q_{s,r}$) e de ponta ($Q_{p,r}$), com os valores auferidos pela estaca piloto foram ótimos, ficando muito próximos aos definidos em provas de carga realizadas com estacas instrumentadas de tipos, diâmetros e comprimentos variados, e, ainda, excelentes valores de carga de ruptura (Q_r) para outras diversas estacas não instrumentadas instaladas e ensaiadas.

O caráter colapsível do solo que cobre a região noroeste do Estado de São Paulo, praticamente impõe a utilização de fundações em estacas de pequeno diâmetro nas edificações de pequeno e médio porte, aumentando a responsabilidade do engenheiro de fundações, obrigando-o a um refino na determinação da capacidade de carga destas fundações, de maneira a conciliar economia com segurança.

Esta resposta tem sido delegada a grupos de pesquisa reunindo professores pesquisadores, pós-graduandos e graduandos, todos vinculados a instituições de ensino superior de engenharia civil, e é desta maneira que a Unesp de Ilha Solteira tem respondido e divulgado no meio técnico com a publicação de artigos científicos, relatórios técnicos, teses, consultorias e/ou assessorias prestadas.

O estudo do comportamento de estacas instaladas no solo, sob a ação de carregamentos, faz-se necessário na compreensão da interação solo-estaca, tanto com respeito à capacidade de carga quanto à transferência de carga ao solo.

2 METODOLOGIA

A NBR 6122/2010 define que a capacidade de carga (Q_r) de uma estaca é determinada pelo menor valor entre a resistência estrutural do material (ou materiais) que compõe o elemento de fundação e a resistência do solo que dá suporte. Normalmente o solo é o elo mais fraco desse binômio (Alonso, 1998).

De acordo com os estudos de Vésic (1975), a ruptura estrutural da estaca ocorrerá quando a tensão axial atuante no seu fuste atinge um valor maior que a tensão de ruptura do material. Essa situação poderá ocorrer caso a ponta da estaca esteja apoiada sobre superfície muito rígida, como por exemplo: areia extremamente densa, argila muito rija ou sobre rocha.

Uma carga axial de compressão aplicada no topo de uma estaca é transmitida ao solo, ao longo do fuste e pela ponta. Assim, a capacidade de carga ou carga de ruptura (Q_r) é definida pela Equação 1:

$$Q_r = Q_{s,r} + Q_{p,r} \quad (1)$$

em que:

$Q_{s,r}$: carga de atrito lateral, na ruptura, e

$Q_{p,r}$: carga de ponta, na ruptura.

Afirmando que a carga vertical atuante será transmitida ao solo em partes pelo fuste e em partes pela ponta da estaca, essas parcelas de carga atuam na área lateral ao fuste e da ponta, assim podendo mobilizar as tensões limitantes de cisalhamento ao longo do fuste (atrito lateral unitário máximo na ruptura) e, no nível da ponta a tensão normal de ruptura (resistência de ponta na ruptura). Logo, escreve-se a Equação 2:

$$Q_r = \sum_{i=1}^n f_{\max,i} \cdot A_{s,i} + q_{p,r} \cdot A_p \quad (2)$$

em que:

$F_{máx,i}$: atrito lateral unitário máximo na seção “i” da estaca;

$Q_{p,r}$: resistência de ponta da estaca;

$A_{s,i}$: área lateral da estaca na seção “i”; e

A_p : área da seção transversal da ponta da estaca.

As áreas lateral da estaca na seção “i” e da seção transversal da ponta da estaca, são determinadas, respectivamente, pelas Equações 3 e 4:

$$A_{s,i} = \pi \cdot D \cdot \Delta l_i \quad (3)$$

$$A_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (4)$$

em que:

π : pi, constante matemática ($\approx 3,14159$); D: diâmetro da estaca, e

Δl_i : comprimento da seção “i” da estaca.

Já, o atrito lateral unitário máximo na seção “i” da estaca ($f_{máx,i}$) e a resistência de ponta da estaca ($Q_{p,r}$) são, normalmente, determinados por métodos semi-empíricos, entre os quais se destacam: Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978), que dependem de valores de N obtidos em ensaios SPT ou de valores de f_s e q_c obtidos em sondagens CPT, e que, em alguns casos, levam a determinação de valores de $Q_{s,r}$, $Q_{p,r}$ e Q_r que divergem dos obtidos em provas de carga.

Portanto, o que se propõe é usar os valores de $f_{máx,i}$ e $q_{p,r}$ auferidos pela estaca piloto, apresentados, respectivamente, nas Figuras 1 e 2.

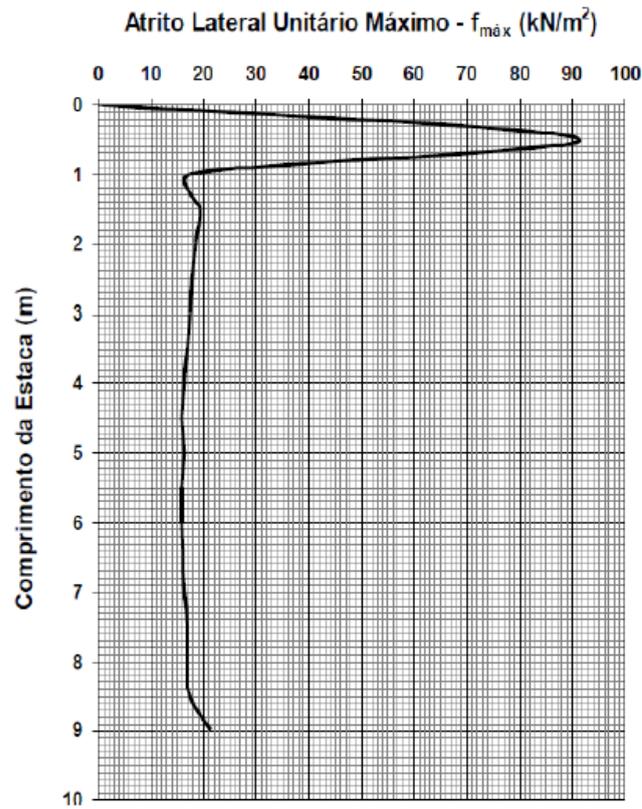


Figura 1. Gráfico de atrito lateral unitário máximo ($f_{máx}$) ao longo da profundidade. Souza (2001).

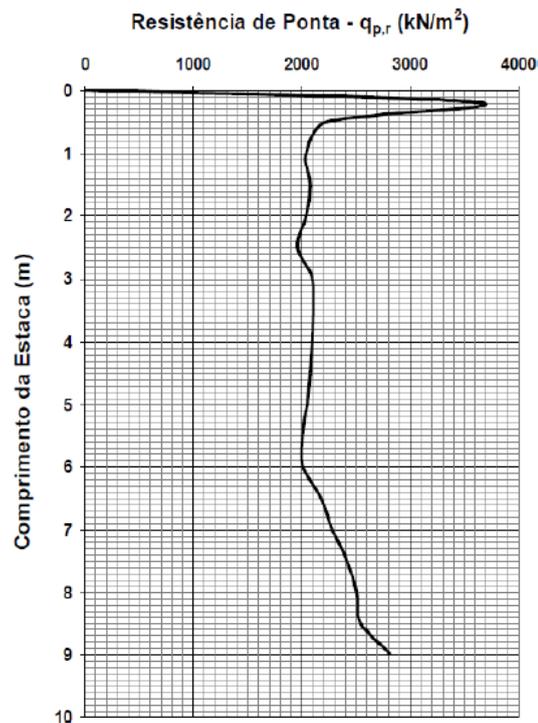


Figura 2. Gráfico de resistência de ponta ($q_{p,r}$) ao longo da profundidade. Souza (2001).

A transferência das cargas de ponta e a de atrito ao longo do fuste da estaca para o solo decorre das suas pressões de contato com o mesmo e dependem do movimento vertical da estaca, que provoca o surgimento de tensões de cisalhamento, dando origem à reação de ponta e ao atrito lateral ao longo do fuste (Vésic, 1975; Aoki e Alonso, 1992).

Diversos estudos têm sido condizidos a respeito dos mecanismos de transferência de carga em sistemas solo-estaca, tais como: formulações analíticas, assumindo o solo como meio elástico ou elasto-plástico, ensaios com modelos em laboratório, provas de carga com estacas instrumentadas e estacas piloto com e sem instrumentação. Em geral as formulações analíticas procuram apoio nos ensaios e provas de carga, para a sua validação.

As provas de carga realizadas com estacas instrumentadas ou estacas piloto têm o objetivo de estudar o mecanismo da transferência de carga ao solo. As instrumentações normalmente empregadas no Brasil são: extensômetros mecânicos (tell tales) e barras instrumentadas com extensômetros elétricos (strain gages).

A carga em um nível instrumentado qualquer do fuste de uma estaca é dada em função do atrito lateral unitário (f) atuante na área lateral da estaca (Figura 3).

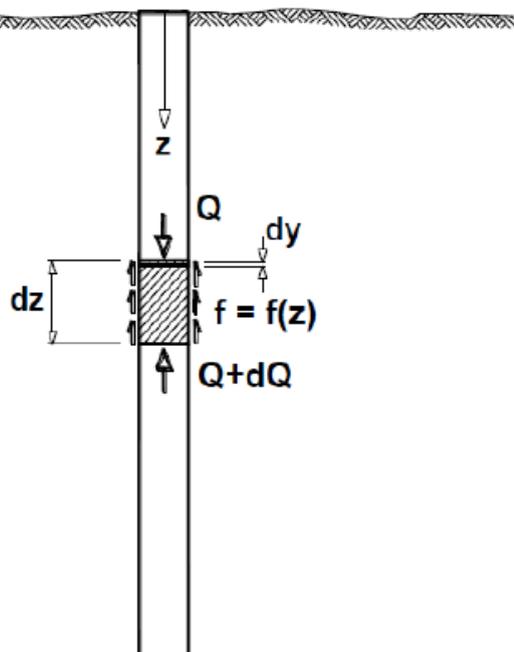


Figura 3. Esquema de transferência de carga e deformação de uma seção da estaca. Souza (2001).

Considere-se um elemento de estaca com altura dz , como se mostra na Figura 3. A carga normal axial (Q), atuante no topo do elemento, pode ser obtida através de uma equação de equilíbrio e da aplicação da Lei de Hooke. O equilíbrio de forças mostradas na Figura 3 é definida pela Equação 5:

$$\frac{dQ}{dz} = -\pi.D.f \quad (5)$$

em que:

dQ : carga transferida ao solo no trecho dz ;

dz : altura do elemento (trecho) de estaca analisado; e

f : atrito lateral unitário.

A deformação do elemento de estaca pode ser calculada pela Lei de Hooke, utilizando-se a Equação 6:

$$\varepsilon = -\frac{dy}{dz} = \frac{Q}{E.A}$$

em que:

ε : deformação específica do elemento; dy : encurtamento da estaca no trecho dz ;

E : módulo de elasticidade do material da estaca; e

A : área da seção transversal da estaca.

Portanto, a determinação da carga Q é feita com a Equação 7:

$$Q = \varepsilon.E.A \quad (7)$$

Figura 3. Esquema de transferência de carga e deformação de uma seção da estaca. Souza (2001).

Considere-se um elemento de estaca com altura dz , como se mostra na Figura 3. A carga normal axial (Q), atuante no topo do elemento, pode ser obtida através de uma equação de equilíbrio e da aplicação da Lei de Hooke. O equilíbrio de forças mostradas na Figura 3 é definida pela Equação 5:

Em provas de carga instrumentadas a medida da deformação específica do elemento (ε) pode ser feita diretamente, com a utilização de extensômetros elétricos de resistência (strain gages), ou

indiretamente, através da medida de deslocamentos, com os tell-tales, instalados em várias secções ou níveis, em profundidade. A aplicação da Equação 7 conduz ao primeiro dos diagramas de transferência de carga, ilustrado na Figura 4. Note-se que existem tantas curvas quanto forem os estágios de carregamento, durante a prova de carga.

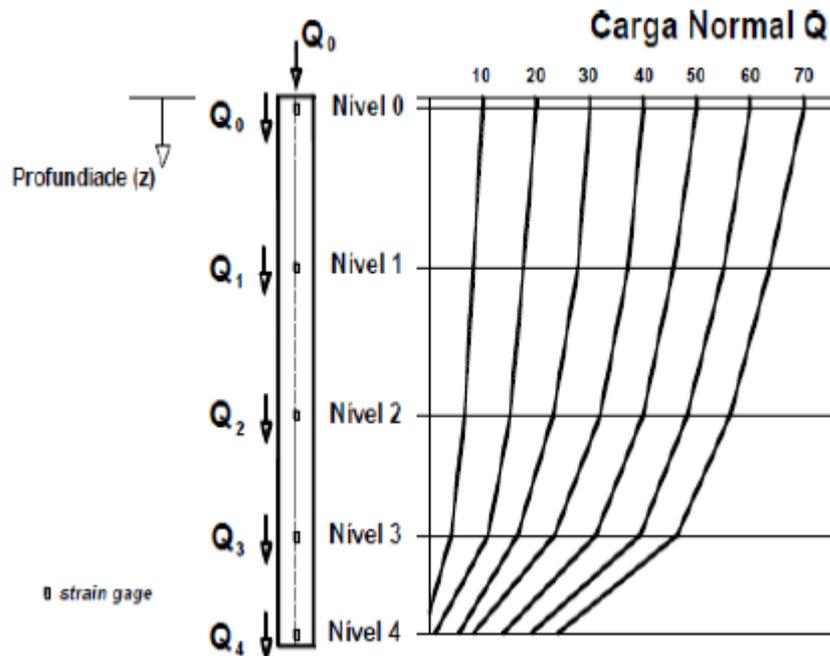


Figura 4. Estaca instrumentada e resultados da transferência de carga. Souza (2001).

Com as cargas atuantes nos pontos instrumentados é possível determinar o atrito lateral unitário (f), utilizando-se a Equação 5, ou simplesmente a Equação 8:

$$f = \frac{dQ}{A_s} \quad (8)$$

em que:

dQ : diferença de carga entre dois pontos instrumentados; e

A_s : área da superfície lateral da estaca no trecho em que se obteve dQ .

A Figura 5 mostra o gráfico do atrito lateral unitário ao longo do fuste de uma estaca, para um dado estágio de carregamento.

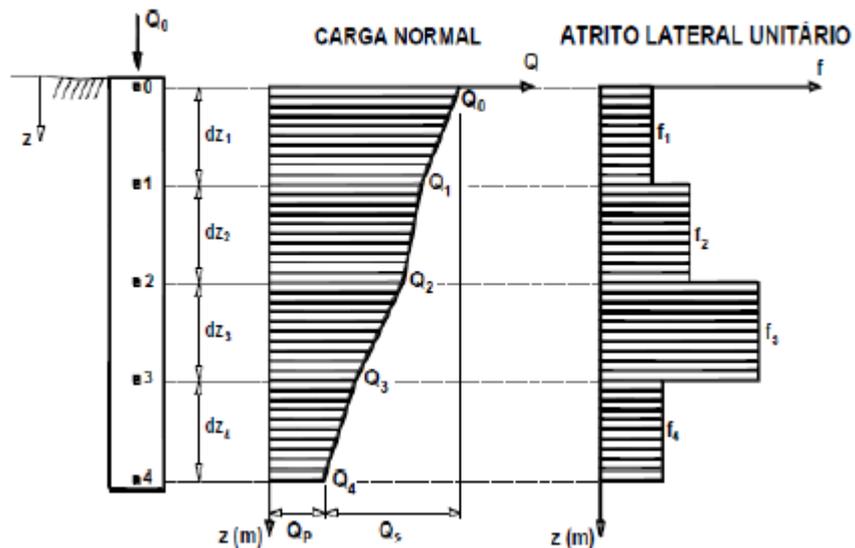


Figura 5. Diagramas de transferência de carga. Souza (2001).

A estaca escavada de pequeno diâmetro ensaiada por Carvalho e Souza (1990) apresenta as características mostradas na Figura 6.

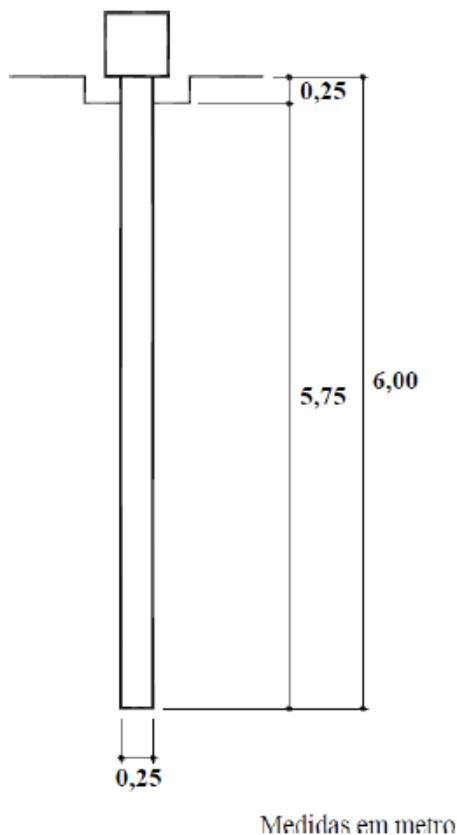


Figura 6. Esquema da estaca ensaiada. Carvalho e Souza (1990).

A estaca tem as seguintes dimensões:

- Diâmetro (D) = 0,25 m
- Comprimento (L) = 6,00 m
- Embutimento no solo (Le) = 5,75 m

A prova de carga realizada por Carvalho e Souza (1990) determinou uma carga de ruptura de 175,9 kN.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Substituindo as dimensões da estaca (D e Le) nas Equações 3 e 4 obtém-se, respectivamente, as áreas lateral da estaca na seção “i” e da seção transversal da ponta da estaca. Os valores obtidos são mostrados na Tabela 1.

Tabela 1. Áreas lateral e da ponta da estaca.

A_s (m ²)	A_p (m ²)
4,52	0,0491

Para obter os valores do atrito lateral unitário máximo ($f_{máx,i}$) e da resistência de ponta ($q_{p,r}$) que atuam na estaca, basta o comprimento da estaca (L = 6 m) e verificar, respectivamente, nos gráficos das Figuras 1 e 2 os valores de $f_{máx,i}$ e $q_{p,r}$ quando L = 6 m. A Tabela 2 apresenta os valores de $f_{máx,i}$ e $q_{p,r}$ obtidos, respectivamente, em tais gráficos.

Tabela 2. Valores de $f_{máx,i}$ e $q_{p,r}$ obtidos.

$f_{máx,i}$ (kN/m ²)	$q_{p,r}$ (kN/m ²)
4,52	0,0491

As parcelas de carga de atrito lateral ($Q_{s,r}$) e de ponta ($Q_{p,r}$), são determinadas com as Equação 2, da mesma forma que a capacidade decarga (Q_r), valores estes que são mostrados na Tabela 3.

Tabela 3. Valores de $f_{máx,i}$ e $q_{p,r}$ obtidos.

A_s (m ²)	$f_{máx,i}$ (kN/m ²)	$Q_{s,r}$ (kN)	A_p (m ²)	$q_{p,r}$ (kN/m ²)	$Q_{p,r}$ (kN)	Q_r (kN)
4,52	16	72,3	0,0491	2010	98,7	171,0
Lateral (%)		42,3	Ponta (%)		57,7	

A análise da Tabela 3 mostra que a parcela de carga de atrito lateral contribui com 42,3% da capacidade de carga, já a ponta contribui com 57,7%.

Na Tabela 4 é feita a comparação da capacidade de carga auferida pela estaca piloto (EPI) e a determinada pela prova de carga (PC).

Tabela 4. Capacidade de carga – PC versus EPI.

Determinação	Q_r (kN)	$Q_{r,PC}/Q_{r,EPI}$	Diferença (%)
Prova de Carga	175,9	1,029	2,9
Estaca Piloto	171,0		

A capacidade de carga auferida pela estaca piloto de 171,0 kN ficou abaixo da determinada pela prova de carga de 175,9 kN, com uma relação entre as duas de $Q_{r,PC}/Q_{r,EPI} = 1,029$, ou seja, uma diferença de 2,9%, demonstrando desta forma que a estaca piloto é um equipamento de campo confiável e de ótima precisão.

4 CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos nesta pesquisa podemos concluir que:

- (1) A parcela de carga de atrito lateral contribui com 42,3% da capacidade de carga e a ponta contribui com 57,7%;
- (2) A capacidade de carga auferida pela estaca piloto de 171,0 kN ficou abaixo da obtida na prova de carga de 175,9 kN, uma diferença de 2,9%, e
- (3) A estaca piloto demonstrou ser um equipamento de campo confiável e de ótima precisão.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Fapesp pelo financiamento do projeto de pesquisa que concebeu a Estaca Piloto Instrumentada, bem como possibilitou a implantação do Campo Experimental de Fundações da Unesp de Ilha Solteira.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2010). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR-6122: Estacas - Projeto e execução de fundações, Rio de Janeiro, 33 p.
- Alonso, U.R. (1998). Previsão e controle das fundações. Edgard Blücher, São Paulo, 2ª reimpressão, p. 59-107.

Aoki, N.; Velloso, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires, v. 1, p. 367-376.

Aoki, N.; Alonso, U.R. (1992). Previsão do comportamento de estacas. Apostila - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1992.

Carvalho, D.; Souza, A. (1990). Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 9, Salvador, ABMS/ABGE, Anais, Salvador, v. 2, p. 109-114.

Décourt, L.; Quaresma, A.R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6, Rio de Janeiro, ABMS, Anais, Rio de Janeiro, p. 15-53.

Souza, A. (2001). Estaca Piloto Instrumentada: Uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da USP de São Paulo, 2001, 293 p.

Tomlinson, J. (1992). Foundation design and construction. Pitman, 2nd ediction, London, 1992.

Vésic, A.S. (1975). Principles of pile foundation design – Lecture 1. Lecture Series on Deep Foundations, Boston Society of Civil Engineers Section – ASCE, 1975, March-April, 50 p.

Capítulo 30

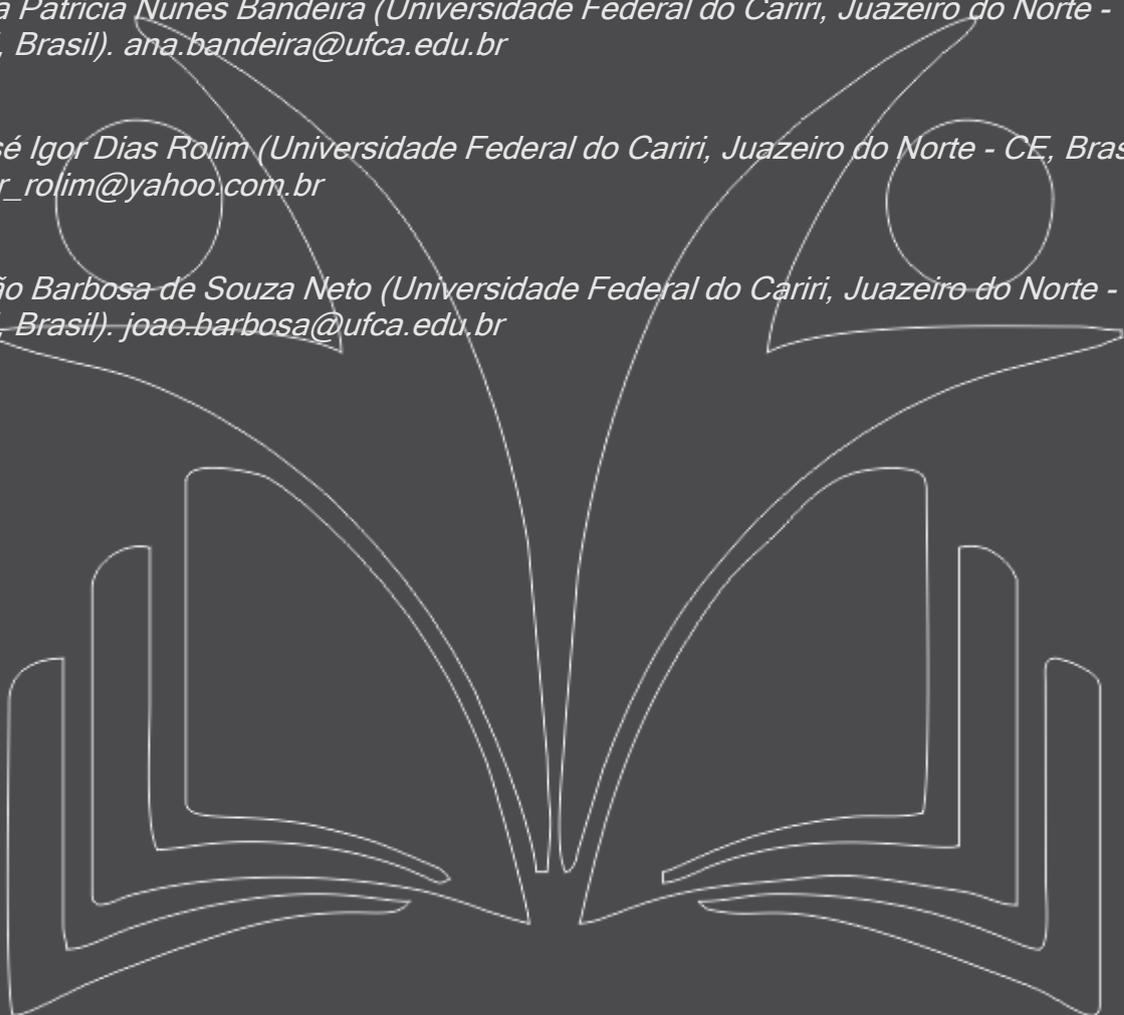
ESTUDO DE UM SOLO COLAPSÍVEL NO MUNICÍPIO DO CRATO-CE

[DOI: 10.37423/200500979](https://doi.org/10.37423/200500979)

Ana Patrícia Nunes Bandeira (Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte - CE, Brasil). ana.bandeira@ufca.edu.br

José Igor Dias Rolim (Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte - CE, Brasil). igor_rolim@yahoo.com.br

João Barbosa de Souza Neto (Universidade Federal do Cariri, Juazeiro do Norte - CE, Brasil). joao.barbosa@ufca.edu.br



RESUMO: Solos não saturados podem apresentar elevada resistência quando secos, mas ao serem umedecidos podem apresentar comportamento colapsível. O presente trabalho tem por objetivo apresentar resultados de um estudo do potencial de colapso de um solo do município do Crato, Região Metropolitana do Cariri, interior do Ceará. Para isto foram realizados ensaios básicos de caracterização geotécnica, ensaios de resistência ao cisalhamento e ensaios edométricos simples e duplos. Através de ensaios de análise granulométrica verificou-se que o solo é predominante argiloso, com índice de plasticidade de 11%, sendo classificado como argila de baixa plasticidade. O ensaio de resistência ao cisalhamento, realizado em amostra na umidade natural ($w_o=22,3\%$), apresentou ângulo de atrito de $24,2^\circ$ e intercepto de coesão de 96,8 kPa. Os potenciais de colapso das amostras de solo, obtidos pelos ensaios edométricos simples, inundadas nas tensões de 50 e 100 kPa foram, respectivamente, de 7,7% e 10,4%. Os ensaios edométrico duplo demonstraram que o solo é considerado colapsível a partir da tensão de 40 kPa. Com as informações obtidas conclui-se que, qualquer que seja o tipo edificação, mesmo que de pequeno porte, é necessário realizar um tratamento do solo para apoio de fundação rasas, como, por exemplo, a compactação adequada do solo, ou apoiar a fundação em uma camada mais profunda e resistente.

PALAVRAS-CHAVE: Colapso, Edométrico simples, Edométrico Duplo.

1 INTRODUÇÃO

Nos dias atuais os estudos sobre solos não saturados têm sido cada vez mais recorrentes em regiões áridas e semi-áridas, onde são encontrados, pois os conceitos básicos da Mecânica dos Solos não pode ser aplicado e este tipo de solo visto que foram formulados para o caso de solos saturados ou secos. Alguns solos não saturados, quando submetidos à tensões e posteriormente a um processo de umedecimento apresentam comportamentos de recalque brusco, sendo conhecidos como solos colapsíveis.

O colapso é o termo utilizado para os recalques adicionais de uma fundação devido ao umedecimento de um solo não saturado, normalmente sem aumento nas tensões aplicadas (JENNINGS e KNIGHT, 1975). Em geral, estes solos são caracterizados por apresentarem uma estrutura porosa, com elevados índices de vazios e um teor de umidade muito inferior ao necessário para sua completa saturação. Os solos são ainda designados de verdadeiramente colapsíveis quando experimentam o fenômeno de redução de volume por umedecimento sob peso próprio e condicionalmente colapsíveis quando a redução de volume se processa sob a ação de uma sobrecarga adicional (VILAR e FERREIRA, 2015).

O fenômeno do colapso tem se mostrado como a causa de vários danos em obras de engenharia, tais como: canais, aterros, obras de construção civil (fundações), cortes rodoviários e túneis (GUIMARÃES NETO, 1997). Solos não saturados apresentam uma elevada resistência quando secos, porém quando umedecidos podem perder bruscamente a resistência, afetando as edificações apoiadas sobre eles. Neste sentido este trabalho tem por objetivo apresentar resultados de um estudo do potencial de colapso de um solo do município do Crato, visto que diversas edificações vêm apresentando fissuras em suas estruturas, tendo a finalidade de subsidiar recomendações de fundação às futuras edificações, de forma a não apresentar patologias devido ao comportamento do solo no decorrer do tempo.

2 IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS

Em solos colapsíveis o aumento da umidade resulta de uma significativa redução da resistência nos contatos interpartículas, comumente por redução de sucção, com um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante; ou seja, ocorre uma retração do solo e com isso uma perda de resistência, fazendo com que haja um surgimento de recalques adicionais não previstos, decorrentes da movimentação do solo, e conseqüentemente o surgimento de patologias nas edificações apoiadas neste solo.

Os danos causados às obras de engenharia, por consequência do colapso, podem ser significativos. Assim, a identificação prévia da potencialidade de colapso de um solo é a primeira etapa que o projetista deve levar em consideração na elaboração de um projeto de uma fundação apoiada em solos colapsíveis (POPESCU, 1986).

A identificação de solos colapsíveis se baseia em algumas orientações, tais como: critérios “regionais” desenvolvidos para determinadas ocorrências de solos ou regiões, a partir de conceitos empíricos ou de determinados testes rápidos; e os critérios baseados nos limites de consistência ou nas condições de compacidade do solo natural. Outros critérios empregam ensaios edométricos simples e duplos ou ensaios in situ, como, por exemplo, ensaios de provas de carga em placa (VILAR e FERREIRA, 2015). Decourt e Quaresma Filho(1994) propôs um critério indireto de identificação, baseado no ensaio de sondagem SPT, complementado com um torque, referido de SPT-T (BANDEIRA et al., 2015).

A partir de resultados de ensaios edométricos simples, pode-se calcular o potencial de colapso, PC, de acordo com a Equação 1:

$$PC = \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) 100 \quad (1)$$

Onde:

PC: potencial de colapso, em percentual (%);

Δe : variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

e_0 : índice de vazios inicial da amostra.

O processo de avaliação do colapso consiste em definir o potencial e classificá-lo. Abelev (1948) classifica como solos colapsíveis aqueles que apresentem valores superiores a 2% quando inundados na tensão de 300 kPa. Vargas (1978) utiliza o mesmo critério de Abelev (1948), com a diferença de não ter restrições à tensão de inundação. Jennings e Knight (1975) indicam a gravidade dos problemas nas edificações e a classificação de Lutenegger e Saber (1988) indica o grau de severidade ao colapso (VILAR e FERREIRA, 2015). As Tabelas 1 e 2 apresentam as classes dessas duas últimas citações.

Tabela 1. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia, segundo Jennings e Knight (1975)

PC (%)	Gravidade dos problemas
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
10 a 20	Problema grave
>20	Problema muito grave

Tabela 2. Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia, segundo Lutenecker e Saber (1988)

PC (%)	Gravidade do problema
2	Leve
6	Moderado
10	Grave

3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo deste trabalho trata-se do Bairro denominado Parque Granjeiro, localizado no município do Crato, pertencente à Região Metropolitana do Cariri, interior do Ceará (Figura 1). Esta Região é composta por nove municípios, sendo o Crato o maior deles, com área de 1.176,467 km² e uma população de 121.428 habitantes (IBGE, Censo Demográfico de 2010). O clima tropical quente semiárido da região é caracterizado com período chuvoso concentrado entre os meses de dezembro a maio e o período seco de julho a novembro, sendo presente a ocorrência de solos não saturados.

A escolha da área piloto para realização desse estudo se deu devido aos indícios de solos problemáticos, ao se constatar surgimentos de fissuras e rachaduras em algumas edificações na região, além de ser uma área que vem apresentando crescimento acentuado de unidades habitacionais nos últimos anos. O trabalho de Bandeira e Silva (2015) apresenta resultados de um estudo de potencial de colapso realizado na mesma região.

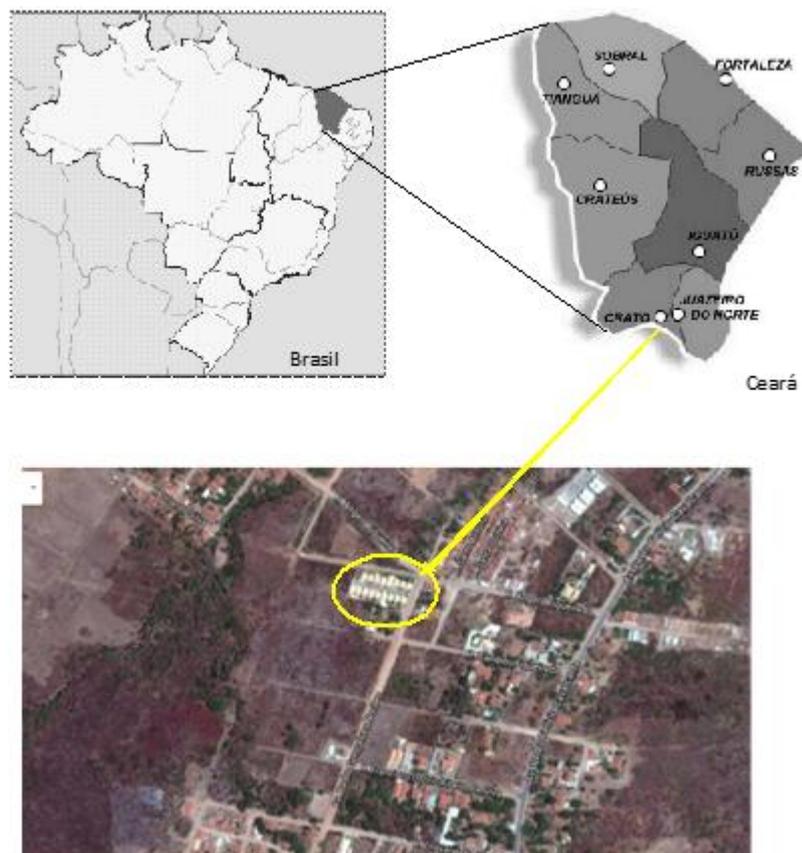


Figura 1. Localização da área de estudo

4 MÉTODOS UTILIZADOS

Para o estudo geotécnico foi realizada uma investigação de campo e laboratório. Através da investigação de campo foram retiradas amostras indeformadas e deformadas de solo, em acordo com a ABNT NBR 9604/1986 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. A coleta das amostras foi realizada a 1,0 m da superfície do terro, sendo esta profundidade comumente utilizada para apoio das fundações superficiais de obras de pequeno porte na Região. Nas amostras coletas foram realizados ensaios básicos de caracterização do solo: análise granulométrica (ABNT NBR 7181/1984) por peneiramento e sedimentação; densidade das partículas/massa específica (ABNT NBR 6508/1984); Limites de Liquidez (ABNT NBR 6459/1984) e Limite de Plasticidade (ABNT NBR 7180/1984). Também foram realizados ensaios edométricos simples com amostras inundadas sob tensões de 50 e 100 kPa e ensaios edométricos duplo; nesses ensaios foram seguidas as recomendações de Ferreira (1995) e Souza Neto (2004). Também foram realizados ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de

resistência, seguindo a metodologia apresentada pela ASTM D3080 (ASTM, 2004) e as recomendações de Head (1994).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Através de ensaios de análise granulométrica, verificou-se que o solo tem fração predominante de argila (Figura 2). O ensaio de sedimentação realizado com defloculante mostrou que o percentual de silte foi de 12% e o de argila foi de 57%; já o ensaio de sedimentação sem defloculante apresentou frações de silte e argila de 65% e 5% respectivamente, ou seja, sem defloculante as partículas de argila ficam agrupadas, formando grumos de tamanho silte, podendo influenciar no aumento do potencial de colapso. O Limite de Liquidez do solo foi de 43% e o Índice de Plasticidade de 11%, sendo classificado segundo o Sistema Unificado (USCS) como argila de baixa plasticidade (CL).

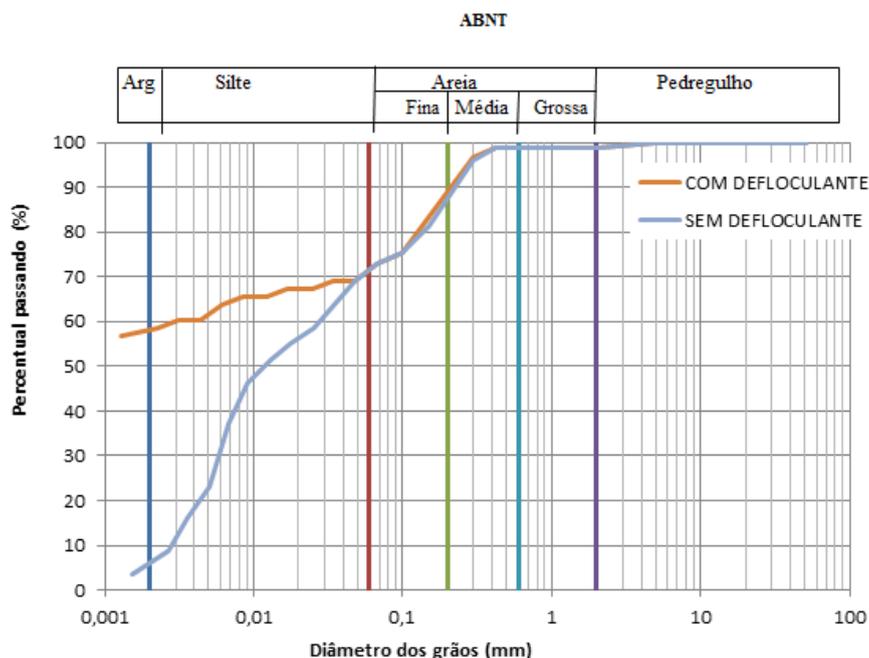


Figura 2. Curva Granulométrica do Solo

O ensaio de resistência ao cisalhamento foi realizado por meio da prensa de cisalhamento direto, em amostras na umidade natural ($w_o = 22,3\%$). Foram rompidos corpos de provas submetidos às tensões verticais de 50, 150 e 250 kPa. A partir dos resultados dos ensaios foi possível traçar a envoltória de resistência do solo, em que forneceu ângulo de atrito de $24,2^\circ$ e intercepto de coesão de 96,8 kPa (Figura 3).

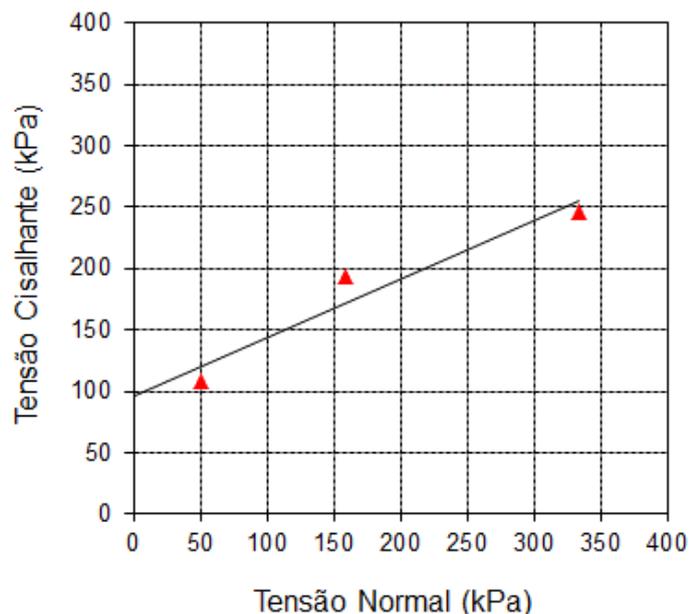


Figura 3. Envoltória de resistência do solo na umidade natural

Com os parâmetros de resistência foi possível estimar a tensão admissível do solo, por meio da Teoria de Capacidade de Carga apresentada por Terzaghi, em 1943. O solo apresentava peso específico natural no valor de $17,1 \text{ kN/m}^3$. Considerando uma fundação em sapata isolada, quadrada, com lado de $1,0 \text{ m}$ e a ruptura do tipo localizada, a tensão admissível do solo natural foi estimada em 434 kPa , para um fator de segurança 3. Este valor é considerado elevado, devido ao parâmetro de coesão. Caso o solo venha a sofrer encharcamento, anulando a parcela da coesão, com ruptura do tipo generalizada, a tensão admissível poderá reduzir significativamente, para um valor em torno de 40 kPa , para o mesmo ângulo de atrito.

Com relação aos ensaios edométrico simples e duplo, a Tabela 3 expõe os valores dos índices físicos dos corpos de prova nas condições iniciais e finais dos ensaios. As Figuras de 4 e 5 apresentam os resultados dos ensaios edométricos simples, quando as amostras foram inundadas nas tensões de 50 kPa e 100 kPa respectivamente. A amostra inundada em 50 kPa apresentou potencial de colapso (PC) de $7,7\%$; já a amostra inundada na tensão de 100 kPa apresentou potencial de colapso de $10,4\%$. Nessas tensões, segundo a classificação de Jennings e Knight (1975), o solo em estudo pode se mostrar problemático para obras e de problema moderado a grave segundo a classe de Lutenegeger e Saber (1988).

A Figura 6 apresenta os resultados do ensaio edométrico duplo, através da curva de tensão vertical x deformação. Os resultados mostram que, segundo Vargas (1978), o solo é considerado colapsível a

partir da tensão de 40 kPa, no qual considera colapsível um solo que apresenta um $PC > 2\%$. Esses resultados mostram que as tensões estimadas como admissíveis, para o solo na umidade natural e em condição de elevado grau de saturação, são potencialmente colapsíveis; podendo apresentar problema muito grave para as obras ($PC > 20\%$) na tensão admissível de 430 kPa.

Tabela 3. Índices Físicos dos Corpos de Provas

	Edométrico Simples		Edométrico Duplo	
	50 kPa	100 kPa	Seco	Inundado
$\sigma_{inundação}$	50 kPa	100 kPa	Seco	Inundado
W_0 (%)	22,27	20,47	22,27	19,05
W_f (%)	30,71	32,62	16,89	34,11
e_0	0,683	0,766	0,579	0,565
e_f	0,541	0,541	0,489	0,077
S_0 (%)	69,85	67,30	67,48	68,98
S_f (%)	97,03	91,37	94,16	98,12

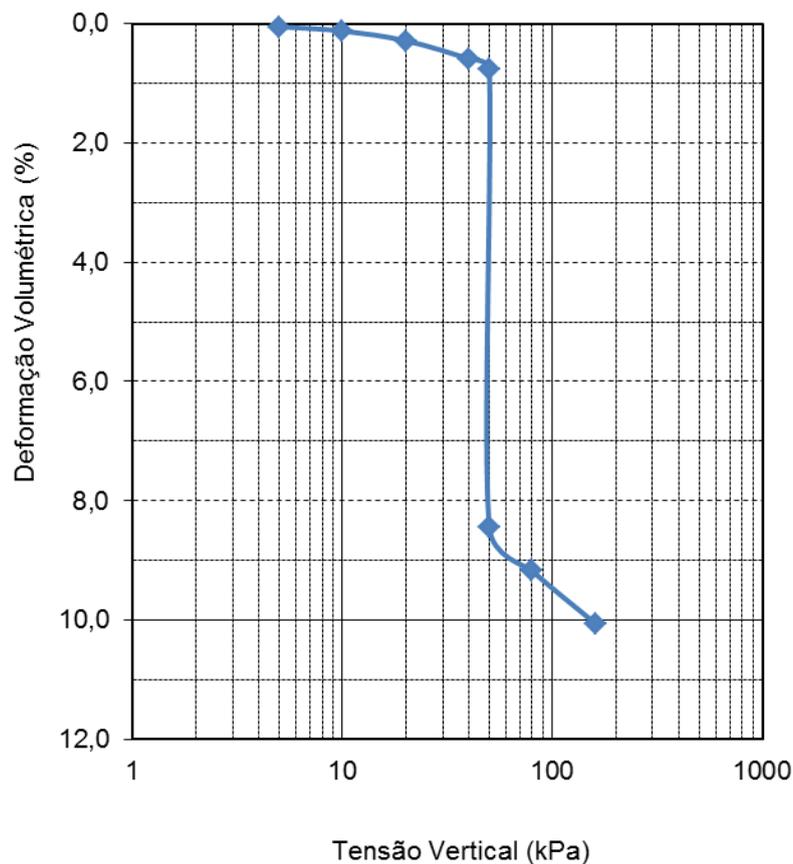


Figura 4. Tensão Vertical x Deformação ($\sigma_{inun}=50$ kPa)

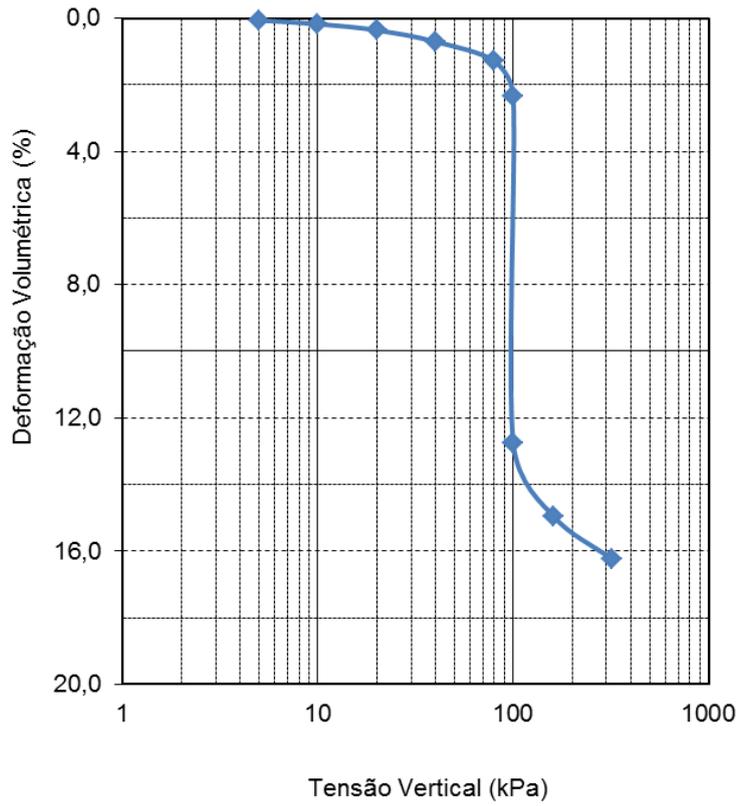


Figura 5. Tensão Vertical x Deformação ($\sigma_{inun}=100$ kPa)

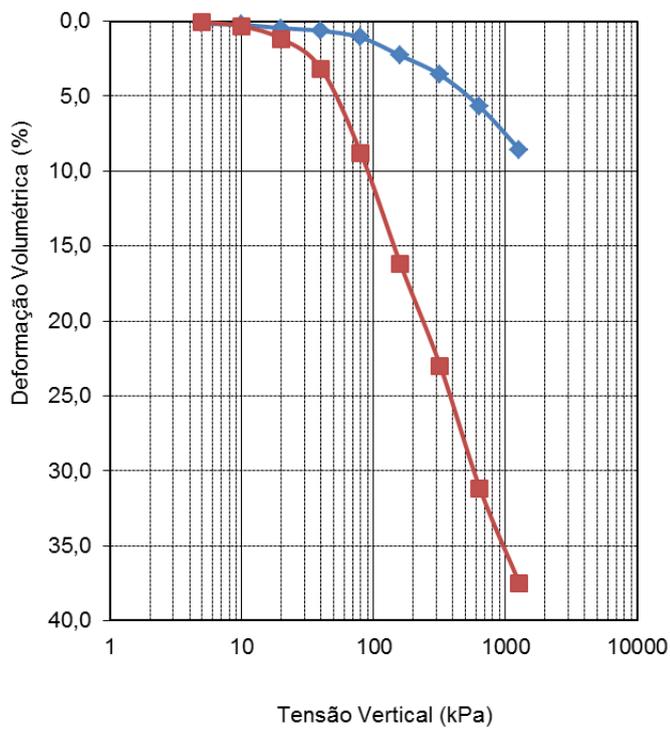


Figura 6. Tensão Vertical x Deformação (ensaio de colapso duplo).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Durante o período chuvoso, o teor de umidade das camadas iniciais do solo é aumentado, alterando o estado de tensão, neste caso as fundações rasas apoiadas no solo em estudo podem apresentar comportamento de colapso a partir de 40 kPa, contribuindo com os danos em obras, que podem ser severos. Os resultados obtidos neste estudo podem explicar o surgimento de patologias em algumas edificações localizadas na região do Cariri, visto que o solo é considerado colapsível para um baixo nível de tensão, normalmente transmitida por obras de pequeno porte, do tipo casa populares apoiadas em sapatas isoladas. Neste sentido recomenda-se que as fundações rasas, a serem executadas na região, sejam apoiadas em camadas de solo melhorado, como por exemplo, por meio de compactação.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq pelo apoio a esta pesquisa e ao Laboratório de Mecânica dos Solos da UFCA, Campus Juazeiro do Norte, onde foram realizados os ensaios.

REFERÊNCIAS

- Abelev, Y.M. (1948). The essentials of designing and building on microporous soils. Stroitel'naya Promyshlemast, Moscow.
- ABNT. NBR 7181 (1984). Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984a.
- ABNT NBR 9604 (1986). Abertura de poço e trincheira de inspeção de solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 1986.
- ABNT NBR 6508 (1984). Massa específica dos grãos. Rio de Janeiro, 1984b.
- ABNT NBR 6459 (1984). Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984c.
- ABNT NBR 7180 (1984). Limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984d.
- American Society For Testing And Materials – ASTM (2004). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, D3080.
- Bandeira, A. P. N.; Souza Neto, J. B.; Melo, C. E (2015). Avaliação do Colapso de Solos Não Saturados para Dimensionamento de Fundações Superficiais. Revista Fundações & Obras Geotécnicas. Ano 5, No 53.
- Bandeira, A. P. N.; Silva, W. R. S. (2015). Análise do Potencial de Colapso do Solo de Fundação: Estudo de Caso de Obras de Pequeno Porte, no Crato-CE. VIII Simpósio de Solos Não Saturados. 2015.

Décourt, L.; Quaresma filho, A. R. (1994). Practical Applications of the Standard Penetration Test Complemented by Torque Measurements, SPT-T; Present Stage and Future Trends. XIII ICSMFE, New Delhi, 1: 143 -146.

Ferreira, S. R. M (1995). Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devido à Inundação. 379 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro.

Guimarães Neto, J.S.F. (1997). Análise de alguns fatores que influenciam a colapsividade de um solo compactado devido à inundação. Dissertação. Universidade Federal de Pernambuco, 107 p.

Head, K.H. (1994). Manual of soil laboratory testing. 2.ed. New York, John Wiley & Sons, 440 p.

Jennings, J. E.; Knight, K. (1975). A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. In: IV Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban, Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema. Vol 1. p. 99-105.

Lutenegger, A.J.; Saber, .R.T (1988). Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 11(3): 173-178.

Popescu, M.E. (1986). A Comparison Between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils. Engineering Geology: Elsevier Science, Amsterdam, v. 23p.145- 163. 1986.

Souza Neto, J. B. (2004). Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso). 2004. Tese – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

Vargas, M. (1978). Introdução a Mecânica dos Solos. McGraw-Hill, São Paulo, 509 p

Vilar, O. M.; Ferreira, S. R. M. (2015). Solos colapsíveis e Expansivos. In: Solos não saturados no contexto geotécnico/José Camapum de Carvalho... [et.al.] orgs– São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. xxxvi, 759 p.

Capítulo 31

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES NATURAIS NA ÁREA URBANA DA CIDADE DE ILHA SOLTEIRA (SP)

[DOI: 10.37423/200500998](https://doi.org/10.37423/200500998)

Adriano Souza (UNESP, Ilha Solteira, Brasil) - adriano.souza@unesp.br

Artur Pantoja Marques (UNESP, Ilha Solteira, Brasil) - artur.pantoja@dec.feis.unesp.br

*Amândio José Cabral D'Almeida Júnior (Universidade Brasil, Fernandópolis, Brasil).
amandio.cabral@gmail.com*



RESUMO: A interiorização das indústrias no Estado de São Paulo gerou crescimento populacional dos municípios das regiões noroeste e oeste do estado, implicando em um substancial aumento na demanda de imóveis, tanto para locação quanto para venda. Esta necessidade impulsionou a criação de novos loteamentos residenciais e conjuntos habitacionais, e nas obras de terraplenagem destes muitos taludes oriundos de corte se somaram aos já existentes, e sobre vários destes edificações foram construídas. Em diversos municípios o crescimento foi desordenado e muitos dos conceitos da boa engenharia e segurança foram negligenciados. Preocupado com a segurança da população urbana do município de Ilha Solteira (SP), se deu início a um estudo da estabilidade dos taludes urbanos. Inicialmente foram escolhidos três taludes, cujas principais características são: elevada inclinação e alturas variadas. Estes taludes foram levantados por intermédio de uma estação total, definindo-se as dimensões dos mesmos e obtendo suas imagens tridimensionais, portanto estão disponíveis: altura, inclinação e superfície do talude, possibilitando o estudo de sua estabilidade no corte que se desejar. Para a avaliação da estabilidade foi empregado o programa computacional SLOPE/W de uso educacional, com utilização dos métodos Fellenius, Bishop Simplificado e Janbu Simplificado. Identificado o perfil mais crítico de cada talude, adicionadas as suas informações geométricas e parâmetros do solo ($\phi = 32,6^\circ$, $c = 3$ kPa, $e = 0,94$ e $\gamma = 15,7$ kN/m³) ao programa computacional obteve-se os fatores de segurança. Para os taludes 1 e 3 os fatores de segurança foram inferiores a 1,5 (solos arenosos $FS \geq 1,5$), já para o talude 2 foi superior, atestando estabilidade ao mesmo. Para os taludes 1 e 3 fica claro que há uma necessidade urgente da administração municipal intervir nos mesmos antes que ocorra deslizamento ou até mesmo a ruptura. A intenção desta pesquisa é fornecer ao município um cadastramento de todos os taludes urbanos, com suas localizações em mapa georreferenciado, as suas dimensões geométricas e as condições de segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Estabilidade de Talude, Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado.

1.INTRODUÇÃO

Para analisar a estabilidade de um talude se faz necessário estabelecer um índice que permita quantificar o quanto próximo da ruptura ele se encontra. Em geral, as análises são realizadas pela relação entre a resistência ao cisalhamento e as tensões cisalhantes mobilizadas, tal como mostra a Equação 1:

$$FS = \frac{\tau}{\tau_{mob}} \quad (1)$$

em que:

FS: fator de segurança;

τ : resistência ao cisalhamento, e

τ_{mob} : tensões cisalhantes mobilizadas.

Os valores obtidos de FS são classificados de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1. Classificação da estabilidade. Gerscovich (2012).

Condição	Classificação
FS > 1	Obra estável
FS = 1	Ocorre a ruptura
FS < 1	Não tem significado físico

FS: fator de segurança.

O valor admissível para o FS varia em função do tipo de obra e sua vida útil. Sua adoção depende do julgamento e da experiência profissional do projetista, associados as consequências em termos do risco de perdas humanas e/ou humanas que essa escolha possa vir a acarretar.

A NBR 11692 (ABNT, 2006) estabelece que, dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações do Grau de Segurança mostradas na Tabela 2.

Tabela 2. Grau de segurança. NBR 11692 (ABNT, 2006).

GS por perdas materiais e ambientais	GS por perda de vidas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2
Baixo	1,4	1,3	1,2

FS: fator de segurança.

O valor admissível para o FS varia em função do tipo de obra e sua vida útil. Sua adoção depende do julgamento e da experiência profissional do projetista, associados as consequências em termos do risco de perdas humanas e/ou humanas que essa escolha possa vir a acarretar.

A NBR 11692 (ABNT, 2006) estabelece que, dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações do Grau de Segurança mostradas na Tabela 2.

Tabela 2. Grau de segurança. NBR 11692 (ABNT, 2006).

GS por perdas materiais e ambientais	GS por perda de vidas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,4	1,3
Médio	1,4	1,3	1,2
Baixo	1,4	1,3	1,2

GS: grau de segurança.

Atualmente a determinação deste FS é feita por métodos baseados no equilíbrio limite, dado ao fato de que esta análise não deva ser mais complexa que o nível de conhecimento do próprio talude. Estes métodos dependem de diversas variáveis e hipóteses, as quais devem ser mantidas, da maneira mais simples possível, principalmente os elementos geométricos, geológicos e hidrológicos envolvidos, com exceção da superfície potencial de ruptura (Guidini, 1984).

Uma das ferramentas mais ágeis e de fácil manuseio é o software livre SLOPE/W da Produtora Geo-Slope International Ltd. Esta ferramenta permite a determinação do FS pelos Métodos de Fellenius, Bishop, Janbu entre outros.

Para a determinação do FS por estes métodos são de extrema importância:

- Geometria do talude: H (altura o talude) e i (inclinação do talude);
- Parâmetros de resistência ao cisalhamento solo: c (coesão) e φ (atrito interno entre os grãos de solo, e
- Solo: e (índice de vazios) e γ (peso específico do solo).

O objetivo da análise de estabilidade de um talude é de avaliar a possibilidade de ocorrência de esorregamento de massa de solo presente no mesmo.

Fiori (2001) comenta que do ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de forças distintos, devidas: ao peso dos materiais, ao escoamento de água e à resistência ao cisalhamento.

Dessa forma, o estudo da estabilidade de taludes deve almejar o equilíbrio dessas forças, sendo que as duas primeiras se somam, sobrando à última força atuar como um freio ao movimento do material (Fernandes et al., 2009). A ruptura em si caracteriza-se pela formação de uma superfície de cisalhamento contínua na massa de solo. Portanto, existe uma camada de solo em torno da superfície de cisalhamento que perde suas características durante o processo de ruptura, formando assim a zona cisalhada. Inicialmente, forma-se a zona cisalhada e, em seguida, desenvolve-se a superfície de cisalhamento (Gerscovich, 2012).

Uma massa de solo pode se romper sob diferentes formas geométricas: circular, planar, multiplanar, mista e outras. Em geral, a previsão dos possíveis modos de ruptura está condicionada a presença de heterogeneidade ao longo do perfil do talude. Camadas com grandes diferenças de resistência ou a existência de descontinuidades acarretam mudanças bruscas na superfície de ruptura (Gerscovich, 2012).

2. METODOLOGIA

A metodologia desta pesquisa foi composta pelas etapas: escolha dos taludes, levantamento planialtimétrico, coleta de amostras de solo, ensaios de laboratório e análise da estabilidade dos taludes.

2.1. ESCOLHA DOS TALUDES

Foram escolhidos, aleatoriamente, três taludes de corte dentro da área urbana da cidade de Ilha Solteira (SP), com suas localizações mostradas na Figura 1.

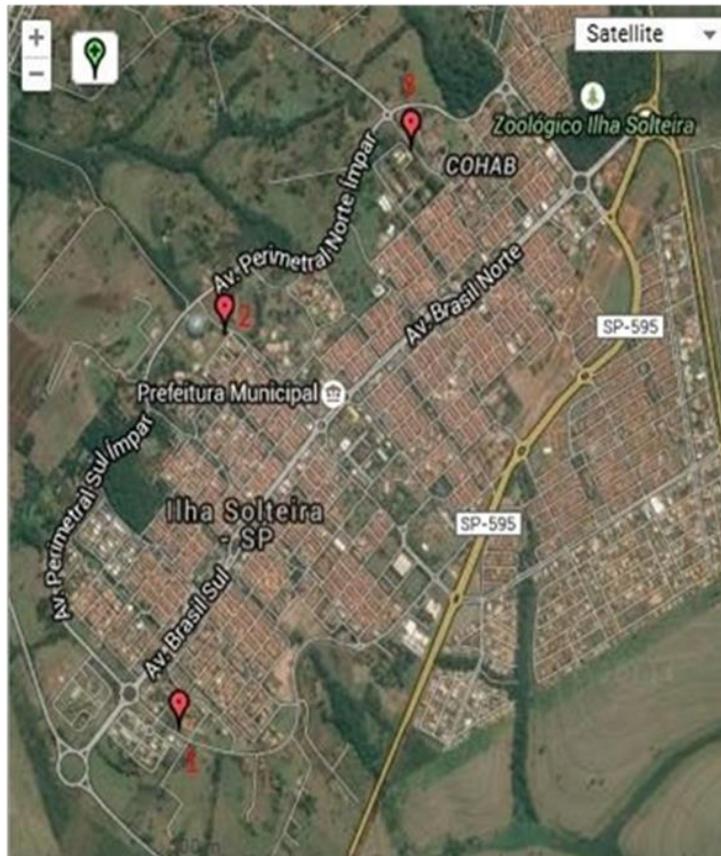


Figura 1. Mapa de localização dos taludes. Sanches (2015).

Optou-se por taludes com alturas e inclinações variadas, como pode ser observado, respectivamente, nas Figuras 2 a 4.



Figura 2. Talude 1 – Casa Vida. Sanches (2015).



Figura 3. Talude 2 – Ginásio Poliesportivo. Sanches (2015).



Figura 4. Talude 3 – Campus III da UNESP. Sanches (2015).

2.2. LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO

Foi realizado com uma estação total obtendo-se informações da altura do talude (H), inclinação do talude (i) e extensão do talude (L), mostradas na Tabela 3.

Tabela 3. Dimensões dos taludes. Sanches (2015).

Talude	H (m)	i (°)	L (m)
1	6,0	50	40
2	13,0	40	158
3	3,5	70	72

Os perfis dos três taludes analisados são mostrados nas Figuras 5 a 7.

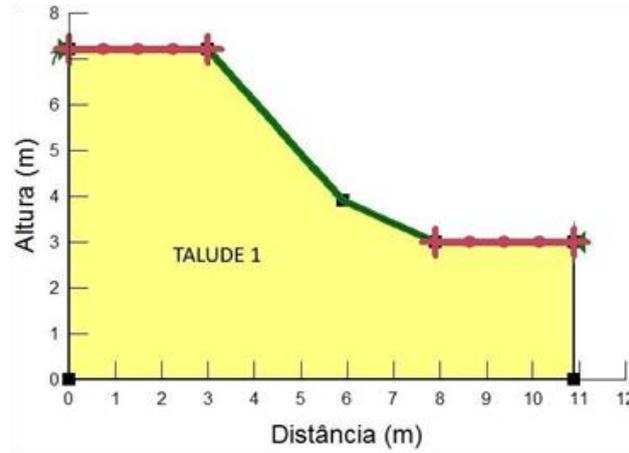


Figura 5. Perfil do Talude 1 – Casa Vida.

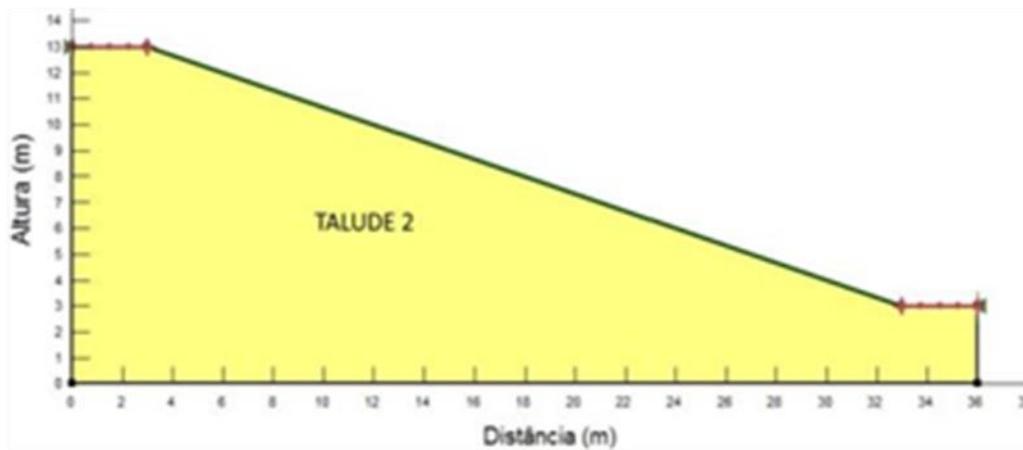


Figura 6. Perfil do Talude 2 – Ginásio Poliesportivo.

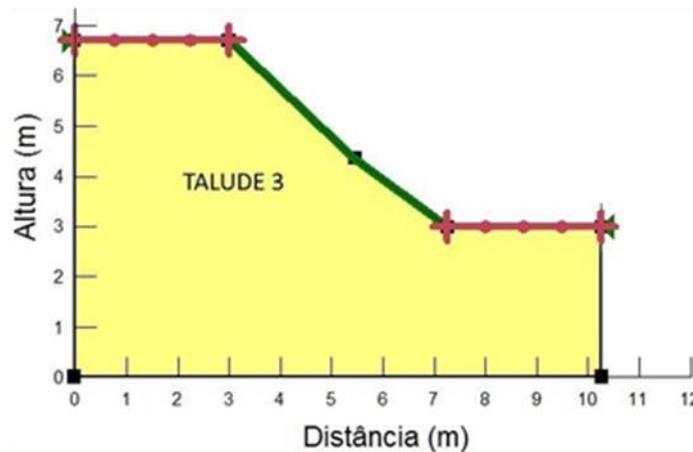


Figura 7. Perfil do Talude 3 – Campus III da UNESP.

2.3. COLETA DE AMOSTRAS DE SOLO

Em cada talude foi coletada uma amostras de solo indeformada para a realização dos ensaios de laboratório.

2.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados no Laboratório Central de Engenharia Civil da Unesp de Ilha Solteira (SP) ensaios em amostras indeformadas de solo para determinar índice de vazios, peso específico, coesão e atrito interno entre os grãos de solo, valores estes mostrados na Tabela 4.

Tabela 4. Parâmetros do solo. Sanches (2015).

Talude	e	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
1	0,94	15,7	3	32,6
2	0,82	16,0	3	33,0
3	0,90	15,7	4	34,1
Adotado	0,94	15,7	3	32,6

e: índice de vazios; γ : peso específico do solo; c: coesão, e

ϕ : atrito interno entre os grãos de solo

A diferença entre os valores dos parâmetros é pequena, logo, adotou-se valores iguais para todos os taludes (Adotado), tomando-se sempre os valores mais críticos, conforme mostrado na Tabela 4

2.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES

Nesta pesquisa utilizou-se métodos para análise de estabilidade de taludes que se baseiam no equilíbrio para superfícies potenciais de ruptura circulares, pelo fato de permitirem uma análise mais profunda, complexa e precisa, a saber:

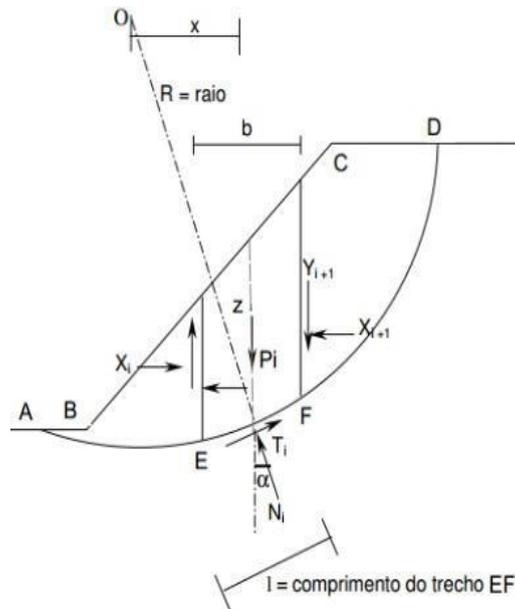
- Método de Fellenius;
- Método de Bishop Simplificado, e
- Método de Janbu Simplificado.

2.5.1. MÉTODO DE FELLENIUS

Fellenius (1936) desenvolveu um procedimento de cálculo também conhecido como método suéco ou das fatias. Baseia-se na análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de seção circular, sendo esse volume dividido em pelo menos 10 (dez) fatias verticais (Fiori, 2001).

A Figura 8 apresenta os parâmetros envolvidos na análise, para uma determinada fatia (i) de solo com

peso específico (γ), coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), de peso (P_i), largura (b), altura (z) e comprimento unitário (perpendicular ao plano da figura).



A força peso da fatia "i" (P_i) é dada pela Equação 2:

$$P_i = \gamma \cdot z \cdot b \quad (2)$$

A decomposição de P_i nos componentes paralelos (T_i) e normal (N_i), ao plano de ruptura da base da fatia "i", de largura "b" fornece, respectivamente, as Equações 3 e 4:

$$T_i = \gamma \cdot z \cdot b \cdot \text{sen } \alpha \quad (3)$$

$$N_i = \gamma \cdot z \cdot b \cdot \text{cos } \alpha \quad (4)$$

A força de resistência ao cisalhamento (Fr_i) é dada pela Equação 5:

$$Fr_i = (c \cdot 1) + (N_i \cdot \text{tg } \alpha) \quad (5)$$

em que:

l: comprimento do arco na base da fatia "i", substituindo a Equação 4 em 5 se obtém a Equação 6:

$$Fr_i = (c \cdot 1) + (\gamma \cdot z \cdot b \cdot \text{cos } \alpha \cdot \text{tg } \phi) \quad (6)$$

O fator de segurança (FS) é dado pela Equação 1, sendo assim, o fator de segurança na fatia "i" (FS_i) é determinado pela Equação 7:

$$FS_i = \frac{Fr_i}{T_i} = \frac{(c \cdot 1) + (\gamma \cdot z \cdot b \cdot \text{cos } \alpha \cdot \text{tg } \phi)}{\gamma \cdot z \cdot b \cdot \text{sen } \alpha} \quad (7)$$

Considera-se que a área total sujeita ao escorregamento possa ser subdividida em “n” fatias, onde o comprimento total da superfície de ruptura AD é igual a “b_o”, obtendo-se a Equação 8:

$$FS_i = \frac{(c.s) + \sum_{i=1}^n (\gamma.z.b.\cos \alpha.tg \phi)}{\sum_{i=1}^n \gamma.z.b.\sen \alpha} \quad (8)$$

Lembrando que a Equação 6 não leva em consideração a pressão intersticial (u). No caso de um solo não coesivo (c = 0), tem-se a Equação 9:

$$FS_i = \frac{tg \phi}{tg \alpha} \quad (9)$$

Se houver pressão intersticial (pressão neutra) atuando na base do plano de potencial escorregamento, a componente normal (N_i) deverá ser diminuída de uma quantidade igual à força neutra (U = u.s). Para uma única fatia, tem-se a Equação 10:

$$FS_i = \frac{(c.s) + [(\gamma.z.b.\cos \alpha) - (u.s)].tg \phi}{\gamma.z.b.\sen \alpha} \quad (10)$$

Para toda a superfície de ruptura, arco AD, tem-se a Equação 11:

$$FS_i = \frac{\sum_{i=1}^n (c.s) + [(\gamma.z.b.\cos \alpha) - (u.s)].tg \phi}{\sum_{i=1}^n \gamma.z.b.\sen \alpha} \quad (11)$$

A Equação 11 pode ser simplificada para a Equação 12, ou seja:

$$FS_i = \frac{\sum_{i=1}^n [(c.s) + (P_i.\cos \alpha - u.s).tg \phi]}{\sum_{i=1}^n P_i.\sen \alpha} \quad (12)$$

2.5.2. MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Bishop (1955) também definiu seu método para superfície de ruptura circular. Para simplificar o método toma-se a hipótese que a resultante das forças entre as fatias é horizontal, ou seja, considera-se o equilíbrio das forças verticais. Partindo da Equação 10, acrescenta-se a Equação 12 que traduz o equilíbrio das forças verticais. Assim o fator de segurança (FS_i) é dado pela Equação 13:

$$FS_i = \frac{1}{\sum_{i=1}^n P_i.\sen \alpha} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n [(c.s) + (P_i.\cos \alpha - u.s).tg \phi]}{M_\alpha} \quad (13)$$

em que:

$$M_\alpha = \cos \alpha \cdot \left[1 + \frac{tg \alpha.tg \phi}{FS_i} \right] \quad (14)$$

Como FS_i aparece em ambos os membros das Equações 13 e 14, o cálculo do fator de segurança é feito

por um processo iterativo, geralmente da seguinte maneira: toma-se para FS_i do segundo termo da equação um valor aproximado FS' , e recalcula-se o segundo membro da fórmula. Se o valor obtido de FS_i do primeiro termo da equação diferir muito de FS' , repete-se o cálculo até que o valor de FS_i seja aproximadamente igual ao assumido FS' . Normalmente, três iterações são suficientes.

O valor de M_a pode ser obtido pelo ábaco mostrado na Figura 9.

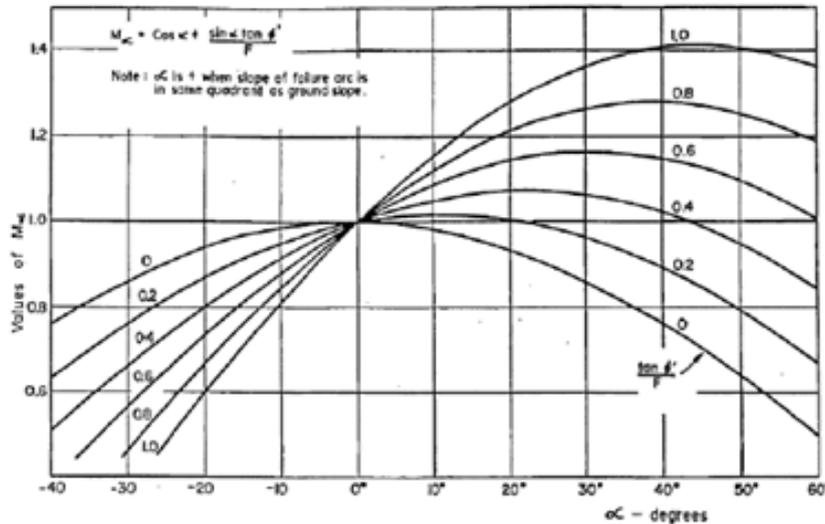


Figura 9. Ábaco para determinação do M_a . Fiori (2001).

2.5.3. MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

Janbu (1954, 1973) também definiu seu método para é baseado no equilíbrio de forças e momentos. A versão simplificada, assim como a de Bishop, é baseada em equilíbrio de forças, desprezando assim os componentes verticais tangentes laterais das fatias.

Para satisfazer parcialmente o equilíbrio de momentos, Janbu propôs um fator de correção empírico f_0 , como tentativa de solucionar o problema. Este fator é dependente do tipo de solo e da forma de superfície de deslizamento, conforme ilustra a Figura 10 (Fabrício, 2006).

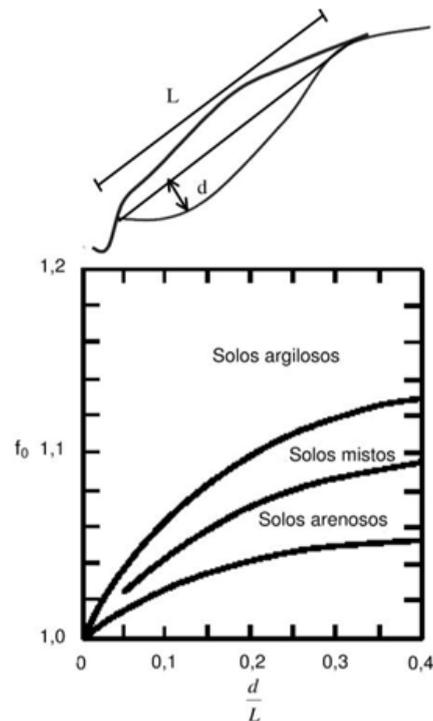


Figura 10. Variação do fator f_0 em função do parâmetro d/L e do tipo de solo. Fabrício (2006).

O fator de segurança (FS_i) nesse método é dado pela Equação 15:

$$FS_i = \frac{f_0}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot tg \alpha} \cdot \sum_{i=1}^n [(c \cdot s) + (P_i \cdot \cos \alpha - u \cdot s) \cdot tg \phi] \quad (16)$$

em que: M_a é dado pela Equação 14.

Fabrício (2006), conclui que fatores de segurança menos confiáveis e não conservativos podem ser obtidos em análises de estabilidade utilizando o método de Janbu simplificado, em presença de superfícies de rupturas profundas que interceptam a superfície do solo no topo do talude com ângulos elevados.

O coeficiente de segurança obtido com este método pode diferir em até 15% dos resultados fornecidos pelos métodos rigorosos. No entanto, essa diferença é pequena quando a superfície de ruptura é rasa e alongada (Duncan e Wright, 1975).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise da estabilidade de taludes feita pelas simulações computacionais, para os três taludes avaliados, determinou os valores mostrados na Tabela 5.

Tabela 5. Fatores de Segurança (FS). Fonte: Sanches (2015).

FS Método	Talude		
	1	2	3
Fellenius	1,28	2,29	1,37
Bishop Simplificado	1,38	2,35	1,44
Janbu Simplificado	1,26	2,28	1,35
Média	1,31	2,31	1,39
Desvio Padrão	0,05	0,03	0,04

A Tabela 5 mostra que os valores obtidos de fator de segurança pelos métodos de Fellenius e de Janbu simplificado são praticamente iguais, já, o método de Bishop simplificado levou a valores maiores. O valor médio de FS obtido para cada talude apresenta um desvio padrão muito pequeno, indicando a possibilidade do uso do valor médio.

Os taludes 1 e 3 apresentaram valores de FS inferiores a 1,5 (solos arenosos $FS \geq 1,5$), indicando a necessidade de intervenção nos mesmos, já o talude 2 apresentou FS bem superior a 1,5, indicando a segurança do mesmo.

A ferramenta computacional SLOPE/W se mostrou uma importante ferramenta para o estudo da estabilidade de taludes.

4. CONCLUSÕES

Com a pesquisa realizada conclui-se que:

- (1) Os FS determinados pelos métodos de Fellenius e de Janbu simplificado são praticamente iguais, já, o método de Bishop simplificado levou a valores maiores;
- (2) O valor médio de FS obtido para cada talude apresenta um desvio padrão muito pequeno, indicando a possibilidade do uso do valor médio;
- (3) Para os taludes 1 e 3 o $FS \leq 1,5$, indicando necessidade de intervenção, já o talude 2 apresentou $FS \geq 1,5$, atestando segurança, e
- (4) A ferramenta computacional SLOPE/W se mostrou uma importante ferramenta para o estudo da estabilidade de taludes.

5. REFERÊNCIAS

ABNT (2009). Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 11682: Estabilidade de taludes, Rio de Janeiro, 39 p.

Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, Great Britain, v 5, n. 1, p. 7-17.

Duncan, J. M.; Wright, S G. (1975). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. In: *International Symposium on Landslides*. New Delhi, Proceedings, v. 1, p. 247-254.

Fabício, J. V. F. (2006). Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções. *Dissertação de Mestrado*. PUC-RIO, 170 p.

Fellenius, M. (1936). Calculation of stability of earth dams. In: *Congress of Large Dams*, 2, Proceedings, Washington, USA, v. 4, p. 445-463.

Fernandes, L.S. et al. (2009). Uso de Geomantas no Controle da Erosão Superficial Hídrica em um Talude em Corte de Estrada, *Revista Brasileira de Ciências do Solo*, Vol. 33, p. 199-206.

Fiori A. P. (2001). Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. Curitiba: UFPR.

Gerscovich, D. M. S. (2012). Estabilidade de Taludes.

Oficina de Textos, São Paulo, 166 p.

Guidini, N. (1984). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 216 p.

Janbu, N. (1954). Application composite slip surface for stability analysis. In: *European Conference on Stability of Earth Slopes*. Stockholm Discussion 3, Proceedings.

Janbu N. (1973). Slope stability calculations. In: Hirschfeld, S. C., Poulos, F. J. (Ed.). *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume*, John Wiley & Sons, New York, NY, USA, p. 47-86.

Sanches, F. A. S. (2015). Análise da estabilidade de taludes naturais. Relatório de Iniciação Científica, Faculdade de Engenharia Civil, UNESP, Ilha Solteira, 63 p.

Souza, A. (2001). Estaca piloto instrumentada: Uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP de São Paulo, 295 p.

Capítulo 32

O USO DE SIMULAÇÕES NUMÉRICAS NA DETERMINAÇÃO DE DILUIÇÃO NÃO PLANEJADA EM MÉTODOS DE LAVRA SUBTERRÂNEA OPEN STOPE

[DOI: 10.37423/200501015](https://doi.org/10.37423/200501015)

*Paulo André Charbel (Instituto Federal de Goiás, IFG, Goiânia, Brasil).
pauloanch@gmail.com*

*Hernán Eduardo Martínez Carvajal (Universidade de Brasília, UnB, Brasília, Brasil).
carvajal@unb.br*

*Márcio Muniz de Farias (Universidade de Brasília, UnB, Brasília, Brasil).
muniz@unb.br*

*André Pacheco de Assis (Universidade de Brasília, UnB, Brasília, Brasil).
aassis@unb.br*



RESUMO: O dimensionamento de realces é uma fase estratégica do planejamento de mina subterrânea, na qual realces são projetados com dimensões, tão grandes quanto possíveis, que sejam compatíveis com níveis aceitáveis de diluição não planejada de minério. O desafio posto aos geomecânicos é quantificar, previamente, na fase de planejamento de mina, a diluição não planejada de minério associada a dimensão de um realce. Usualmente, as minerações ao redor do mundo, utilizam métodos empíricos para dimensionar realces e estimar a diluição não planejada. Os métodos numéricos são também empregados, principalmente, para avaliar como variáveis operacionais podem afetar a diluição não planejada em realces de mina. Em ambos os métodos, a diluição não planejada é tratada, em geral, como variável determinística. Este trabalho propõe quantificar a diluição não planejada, por meio de simulações numéricas, considerando as incertezas associadas à variabilidade natural dos parâmetros geomecânicos e as variações de condições operacionais, o que permite tratar esta diluição como variável aleatória e quantificá-la com maior acurácia. Possivelmente, o tratamento da diluição não planejada como variável aleatória, associado à experiência profissional, pode resultar em maior sucesso nas tomadas de decisões sobre o dimensionamento de realces de mina.

PALAVRA-CHAVE: diluição não planejada, dimensionamento de realce e simulação numérica.

1 INTRODUÇÃO

A diluição de minério representa a contaminação do minério por rocha estéril e se constitui em uma das principais medidas para controlar a qualidade da lavra, em minas subterrâneas. Nos métodos de lavra open stope e suas variações, há dois tipos de diluição, planejada e não planejada (Figura 1). A diluição planejada (diluição interna ou diluição primária) refere-se ao material abaixo do teor de corte, que se encontra dentro dos limites do realce projetado ou limites de lavra. Esta diluição é inerente ao método de lavra selecionado. A diluição não planejada (diluição externa ou de diluição secundária) refere-se ao material abaixo do teor de corte, que se encontra além dos limites do realce projetado ou limites de lavra. Esta diluição decorre de: deslocamentos das paredes do realce, capa e lapa; sobre escavação (overbreak); e escavação inesperada de enchimento de realces já lavrados (Scoble & Moss, 1994; Tatman, 2001). Embora ambas sejam importantes, somente a diluição não planejada será abordada neste trabalho.

A diluição não planejada tem implicações significativas na viabilidade econômica de uma mina. Primeiro, aumenta os custos de lavra, pois haverá mais toneladas de rocha estéril a ser carregada, transportada, tratada e descartada como rejeito (Pakalnis et al., 1995). Em segundo, o aumento da diluição de minério reduz a recuperação de minério na planta de beneficiamento, conforme observado por Tatman (2001). Logo, a diluição não planejada reduz o valor presente líquido (VPL) de cada bloco de minério lavrado, o que reduz o fluxo de caixa de uma empresa de mineração. Por esta razão, as estimativas de diluição não planejada, na fase de planejamento mina, são variáveis importantes para o dimensionamento de realces, uma vez que esta diluição está relacionada às dimensões dos realces, entre outros fatores.

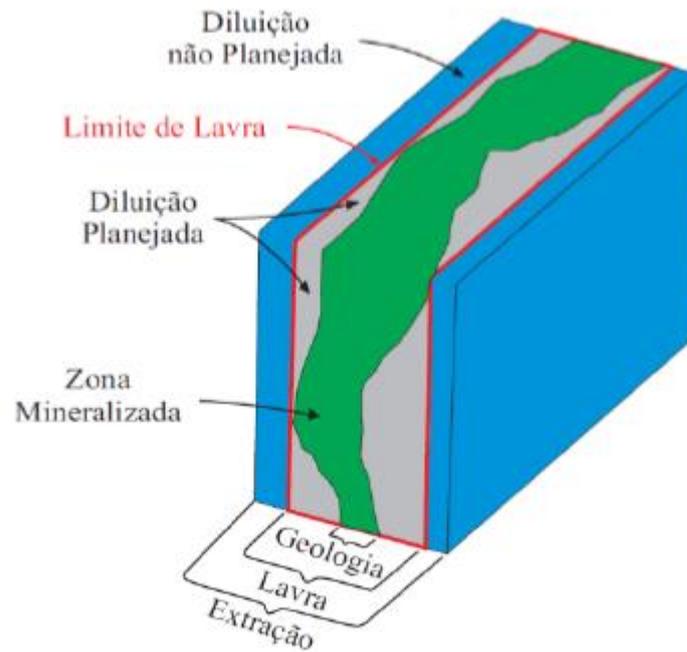


Figura 1 – Diluições planejada e não planejada (modificado de Scoble & Moss, 1994).

O dimensionamento de realces tem como objetivo projetar realces tão grandes quanto possíveis, com o intuito de reduzir os números de realces e, por conseguinte reduzir os custos operacionais de lavra. No entanto, quanto maior as dimensões de um realce, maior é a diluição não planejada. Portanto, o objetivo do dimensionamento de realce é projetar realces tão grandes quanto possíveis, onde níveis aceitáveis de diluição não planejada sejam verificados. Deve-se observar que o nível aceitável de diluição difere de mina para mina, pois depende do teor de minério, do grau de diluição do material, de custos operacionais e de preços dos metais (Pakalnis et al., 1995).

Para dimensionar realces de mina, as minerações, ao redor do mundo, utilizam métodos empíricos e numéricos. Ambos os métodos apresentam vantagens e desvantagens. O desafio é prever, quantitativamente, a diluição não planejada associada a cada dimensão de realce, na fase de planejamento de mina. Esta quantificação prévia permite projetar realces, com dimensões máximas que atendam a níveis aceitáveis de diluição não planejada.

Nos métodos empíricos, o projeto de realces baseia-se em experiências anteriores de minas. Um dos métodos empíricos, amplamente utilizado, é o método gráfico de estabilidade. Apesar do uso corrente dos métodos empíricos, o emprego de métodos numéricos tem aumentado nas últimas décadas. Diferente dos métodos empíricos, a simulação numérica descreve o comportamento tensão-deformação do maciço rochoso, em torno do realce. A descrição deste comportamento contribui para

compreender o fenômeno físico de deslocamentos nas paredes de um realce, capa e lapa, o que permite correlacionar a diluição não planejada com as dimensões do realce, por meio de simulações numéricas.

Face às implicações econômicas da diluição não planejada sobre a viabilidade econômica de uma mina e o desafio em quantificar esta diluição, desenvolveu-se um trabalho acadêmico na mina subterrânea de zinco de Vazante, de propriedade da Votorantim Metais. A mina, em estudo, localiza-se no município de Vazante, Minas Gerais, Brasil. O método de lavra adotado é lavra em recuo vertical (VRM).

O objetivo deste trabalho é demonstrar como a diluição não planejada foi quantificada por meio de simulações numéricas, considerando as incertezas associadas à variabilidade natural dos parâmetros geomecânicos e a variação de condições operacionais de lavra. Para tanto, o trabalho está separado em quatro tópicos: causas da diluição não planejada; cálculo da diluição não planejada; caracterização geomecânica e operacional; simulação numérica.

2 CAUSAS DA DILUIÇÃO NÃO PLANEJADA

A partir dos trabalhos realizados por Pakalnis (1986) e Potvin (1988), surgiram diferentes estudos abordando os fatores que influenciam a diluição não planejada nos métodos lavra open stope e suas variações, tais como Scoble & Moss (1994), Clark (1998), Stewart (2005), Cepuritis & Villaescusa (2006), entre outros. Com base nestes trabalhos, os fatores que influenciam a diluição não planejada podem ser separados em dois grupos: condições geomecânicas do maciço rochoso e; condições operacionais de lavra.

O primeiro grupo, condições geomecânicas, engloba fatores intrínsecos e extrínsecos ao maciço rochoso. Os fatores intrínsecos relacionam-se a parâmetros da rocha intacta e a condições de descontinuidades do maciço. Por sua vez, os fatores extrínsecos relacionam-se ao estado de tensão e a condições de fluxo de água subterrânea. O segundo grupo, condições operacionais de lavra, refere-se a aspectos operacionais do método de lavra open stope e suas variações, como por exemplo, as dimensões dos realces, o efeito da detonação sobre as rochas encaixantes na capa e na lapa dos realces, o sequenciamento de lavra, além de outros.

3 CÁLCULO DA DILUIÇÃO NÃO PLANEJADA

Pakalnis (1986) pesquisou o cálculo da diluição não planejada, em 22 minas canadenses, e identificou diferentes formas de cálculo. Dentre estas formas de cálculo, aquelas amplamente utilizadas nas práticas das minas canadenses são as descritas pelas seguintes equações:

$$DnP = \left(\frac{MED}{MM} \right) \quad (1)$$

$$DnP = \left(\frac{MED}{MED+MM} \right) \quad (2)$$

onde, DnP é a diluição não planejada, MED massa de rocha deslocada das encaixantes do realce e MM é a massa de rocha contida dentro dos limites de lavra do realce planejado.

A equação (1) é mais sensível a diluição não planejada, comparada a equação (2). Por esta razão, a equação (1) é recomendada como uma medida padrão de diluição não planejada (Pakalnis et al., 1995). Na mina Vazante, o cálculo baseia-se na equação (2), o que determinou o uso desta equação neste trabalho.

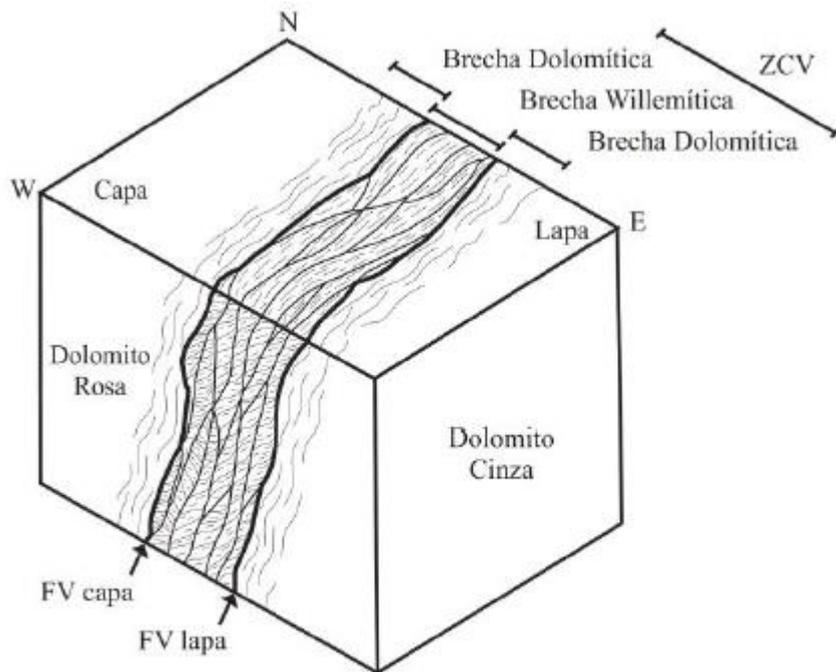
4 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA E OPERACIONAL

A caracterização da mina consistiu em uma caracterização geomecânica do maciço rochoso e uma caracterização de condições operacionais de lavra. Ambos foram utilizados como dados de entrada para as simulações numéricas. Assim, a caracterização da mina subterrânea de Vazante está separada em dois tópicos: caracterização geomecânica e caracterização operacional.

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A caracterização geomecânica consiste em descrever as condições intrínsecas e extrínsecas do maciço rochoso. As condições intrínsecas referem-se a parâmetros da rocha intacta e a condições das descontinuidades do minério e de rochas encaixantes. As condições extrínsecas referem-se ao estado inicial tensão no maciço.

A mineralização está localizada em uma zona de cisalhamento que corta uma sequência de rochas carbonáticas (Figura 2). Três litologias foram identificadas: brecha mineralizada, brecha carbonática e rocha carbonática.



LEGENDA

ZCV – Zona de Cisalhamento Vazante FV – Falha Vazante

Figura 2 – Modelo geológico (modificado de IPT, 1994).

Por meio do mapeamento geológico-geotécnico, observaram-se dois aspectos sobre as famílias de descontinuidades, presentes em cada litologia: primeiro, as famílias apresentam-se pouco espaçadas; segundo, entre estas descontinuidades, não se verifica uma família significativamente mais fraca do que as demais.

Portanto, assumindo desvios aceitáveis de uma condição ideal, o maciço foi tratado como um meio isotrópico e contínuo.

Para a brecha mineralizada, a brecha carbonática na lapa e as rochas carbonáticas, os parâmetros geomecânicos foram considerados como parâmetros determinísticos (Tabela 1).

Tabela 1 – Parâmetros geomecânicos da brecha mineralizada, da brecha carbonática da lapa e da rocha carbonática.

Parâmetros	Litologia		
	BXW	BXD _{Lapa}	DCZ
EMR (GPa)	13	10	30
ν	0,2	0,2	0,2
σ_{ci} (MPa)	108	101	124
m_b	2,829	3,102	2,966
s	0,0020	0,0016	0,0117
a	0,509	0,510	0,503
γ (MN/m ³)	0,035	0,030	0,027

BXW é a brecha mineralizada; BXDLapa é a brecha dolomítica de lapa; DCZ é a rocha carbonática; EMR é o módulo de deformabilidade do maciço rochoso; ν é o coeficiente de Poisson; σ_{ci} é a resistência à compressão simples da rocha intacta; m_b , s e a são parâmetros de resistência de Hoek-Brown e γ é o peso específico.

Para a brecha carbonática da capa, litologia responsável pela diluição não planejada, o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (EMR) e a resistência à compressão simples (σ_{ci}) foram considerados como variáveis aleatórias e independentes, e os demais parâmetros como determinísticos (Tabela 2). O objetivo, em considerar o EMR e σ_{ci} como variáveis aleatórias, é avaliar o efeito da variabilidade natural de parâmetros geomecânicos sobre a diluição não planejada. Estes parâmetros, descritos nas Tabela 1 e 2, foram obtidos a partir de: testes de laboratório, em amostras de rocha intacta de pequena escala; por meio do índice GSI (Geological Strength Index) atribuído às diferentes litologias; e por meio do programa RocLab (2007). Cabe ainda citar que as brechas dolomíticas, rochas encaixantes, são rochas de comportamento frágil.

Tabela 2 – Parâmetros geomecânicos da brecha carbonática da capa.

Parâmetros – Variáveis Aleatórias					
BXD _{Capa}	EMR (GPa)		σ_{ci} (MPa)		
	Média	DP	Média	DP	
		10	2	101	35
Parâmetros – Variáveis Determinísticas					
	ν	m_b	s	a	γ (MN/m ³)
	0,2	3,102	0,0016	0,510	0,030

BXD_{Capa} é a brecha dolomítica de capa; DP é desvio padrão.

Por fim, estimou-se o estado de tensão inicial considerando o peso da rocha sobrejacente, tensão vertical (σ_v), como tensão principal maior (σ_1). Os índices k_H e k_h , representando as correlações entre as tensões principais horizontais e a tensão vertical (σ_v), são iguais a 1 e 0,7, e posicionam-se perpendicular e paralelo à direção do corpo de minério, respectivamente.

4.2 CARACTERIZAÇÃO OPERACIONAL

A caracterização operacional consiste em descrever a posição e geometria dos realces, o sequenciamento de lavra, a taxa de extração, o efeito da detonação (D) e as características do enchimento. Os realces analisados referem-se a quatro painéis de lavra isolados dos demais realces de mina. Estes quatro painéis denominam-se 9140, 9100, 9060 A e 9060 B.

As posições e as geometrias dos realces estão descritas na Figura 3, enquanto o sequenciamento de lavra e a taxa de extração estão descritos na Figura 4.

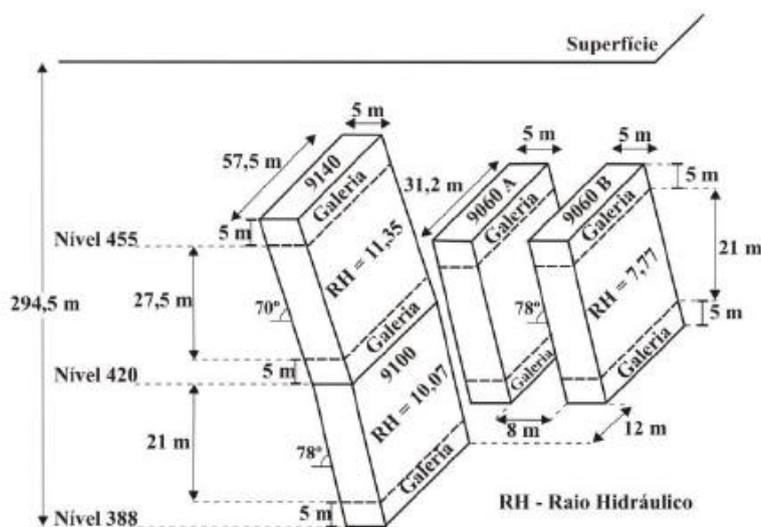
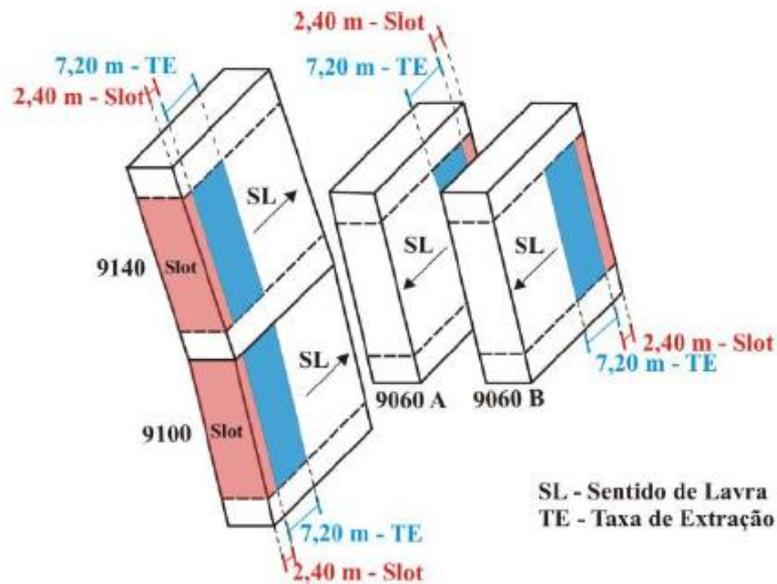


Figura 3 – Posição relativa e geometria dos realces.

O fator D , proposto por Hoek et al. (2002) para estimar os danos de detonação sobre os maciços rochosos, tem as suas estimativas e respectivas extensões de zonas afetadas descritas na Figura 5. Com o intuito de avaliar a influência do efeito da detonação sobre a diluição não planejada, o fator D na capa do realce 9140, assumiu valores iguais a: 0,8 para representar o caso real; 0,0 para representar a inexistência de perturbação no maciço; 0,4 para representar uma perturbação intermediária, entre o caso real ($D = 0,8$) e a hipótese anterior ($D = 0,0$).

Por último, cita-se que o material de enchimento se compõe de rocha estéril, cujo módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson são assumidos iguais a 300 MPa, e 0,2, respectivamente.



Sequenciamento de Lavra		
1° - Lavra do 9100	3° - Lavra do 9060 A	5° - Lavra do 9140
2° - Enchimento do 9100	4° - Lavra do 9060 B	

Figura 4 – Sequenciamento de lavra e taxa de extração.

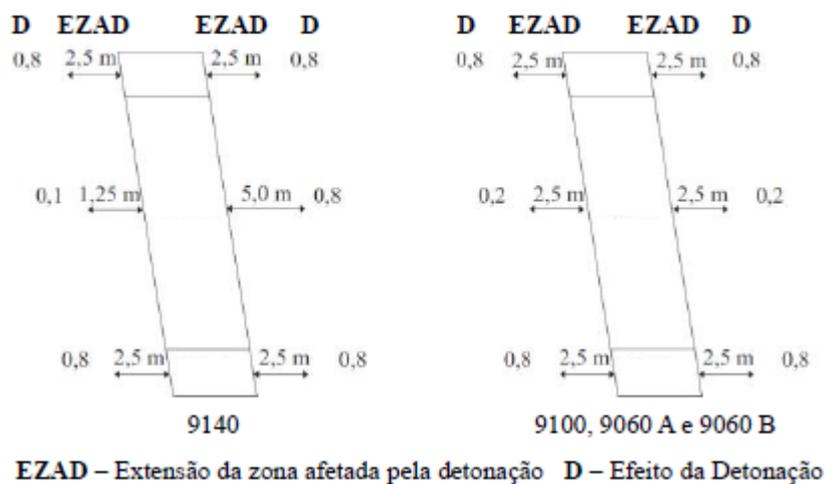


Figura 5 – Fator D e extensão da zona afetada.

5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

As simulações numéricas foram utilizadas para descrever a diluição não planejada no realce 9140, considerando a variabilidade natural do EMR e σ_{ci} e as variações do efeito de detonação na capa do referido realce. Estas análises foram realizadas utilizando o programa CESAR-LCPC 3-D, um programa de elementos finitos. A descrição sobre as simulações numéricas está separada em cinco tópicos: modelo numérico; simulação de lavra; quantificação de diluição não planejada; variabilidade dos parâmetros geomecânicos e das condições operacionais; e resultados das simulações numéricas.

5.1 MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico, que representa os quatro painéis isolados (9140, 9100, 9060 A e 9060 B), compõe-se de um modelo físico, malha de elementos finitos, modelo constitutivo e estado de tensão inicial, entre outros aspectos.

O modelo físico engloba o modelo geológico (Figura 2), os respectivos parâmetros do maciço (Tabela 1 e 2), a posição relativa e a geometria dos quatro painéis (Figura 3). Já a malha de elementos finitos apresentou 121.125 nós (Figura 6) e os elementos tridimensionais usados foram os elementos hexaédricos e pentaedros com oito e seis nós, respectivamente.

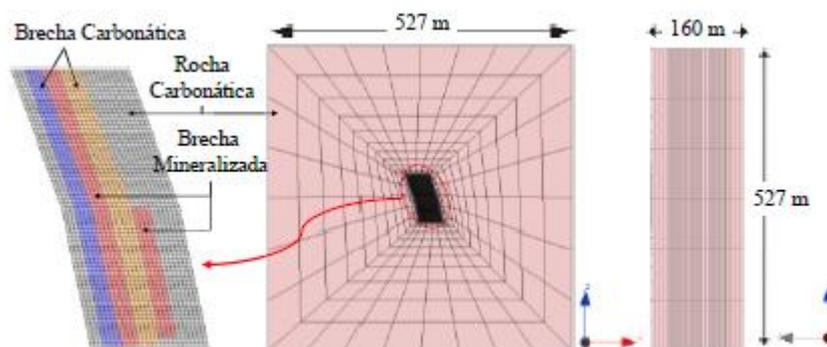


Figura 6 – Malha de elementos finitos.

O modelo constitutivo adotado foi o modelo elástico perfeitamente plástico (EPP), com critério de ruptura de Hoek-Brown, que se aplica a meios isotrópicos e contínuos. Hajiabdomajid et al. (2002) observaram que, em torno de uma escavação subterrânea, onde há baixas tensões confinantes, os modelos EPP não são adequados para prever a extensão e a profundidade de rupturas em rochas de comportamento frágil.

Apesar da brecha carbonática comportar-se como uma rocha frágil, o modelo EPP foi utilizado, por não haver outro modelo constitutivo aplicado a rochas, disponível no programa. Por fim, o estado de tensão antes da lavra corresponde ao estado inicial de tensões descrito na caracterização geomecânica.

5.2 SIMULAÇÃO DE LAVRA

A simulação numérica da lavra reproduziu o sequenciamento de lavra e a taxa de extração, descritos na Figura 4. O efeito de detonação, sobre os parâmetros geomecânicos dos maciços em torno das escavações subterrâneas, foram considerados paulatinamente em cada etapa de escavação. Como resultado da lavra, zonas com concentração de tensões surgem na capa dos realces e deformações plásticas são verificadas nestas zonas, sempre que as tensões induzidas superam a resistência mecânica do maciço. Análises detalhadas destas regiões tornam-se importantes, pois a diluição não planejada está associada às zonas de deformação plástica.

5.3 QUANTIFICAÇÃO DA DILUIÇÃO NÃO PLANEJADA

A diluição não planejada ocorre dentro de zonas de deformações plásticas em torno dos realces. Especificamente na mina de Vazante, esta diluição restringe-se à capa dos realces.

Para determinar a diluição não planejada, nas simulações numéricas, tomou-se a retro-análise de desempenho do realce 9140 como referência. A partir desta retro-análise, correlações, entre o comportamento tensão-deformação do maciço rochoso e o comportamento observado, foram obtidas por meio de análises comparativas.

O comportamento tensão-deformação do maciço advém da simulação numérica de lavra, considerando os valores médios da EMR e ν_{ci} para a brecha dolomítica de capa.

O comportamento observado advém do monitoramento real do realce 9140 por um sistema de monitoramento de cavidades (SMC), também denominado escâner a laser.

Por sua vez, a análise comparativa consistiu em avaliar campos de tensões, deformações, deslocamentos e de outros resultados numéricos em torno dos realces, com o intuito de identificar qual destes campos melhor aderência apresentava aos limites da diluição não planejada definidos pelo escâner a laser. A saída numérica, que melhor representou os limites reais da diluição não planejada, tornou-se o indicador de comportamento utilizado para quantificar a diluição em questão.

Neste trabalho, a análise comparativa, entre o comportamento tensão-deformação e o comportamento observado, demonstrou que os deslocamentos horizontais superiores a um centímetro foi o intervalo de saída numérica, que melhor representou o volume da diluição não planejada (Figura 7). Portanto, este valor de deslocamento horizontal foi assumido como indicador de comportamento para a diluição não planejada, o que significa que, toda a região na capa do realce que apresentar um deslocamento horizontal igual ou superior a um centímetro representa um volume potencial de diluição não planejada.

Este indicador de comportamento foi usado nas análises seguintes, para avaliar a influência das variações das condições operacionais e a variabilidade natural dos parâmetros geomecânicos sobre a diluição não planejada, no realce 9140.

A possibilidade em considerar as deformações plásticas, ou as tensões, como potencial indicador de comportamento tornou-se difícil, possivelmente, porque os modelos EPP, segundo Hajiabdolmajid et al. (2002), não são adequados para avaliar a extensão e a profundidade de rupturas em rocha de comportamento frágil, como as brechas dolomíticas presentes na mina.

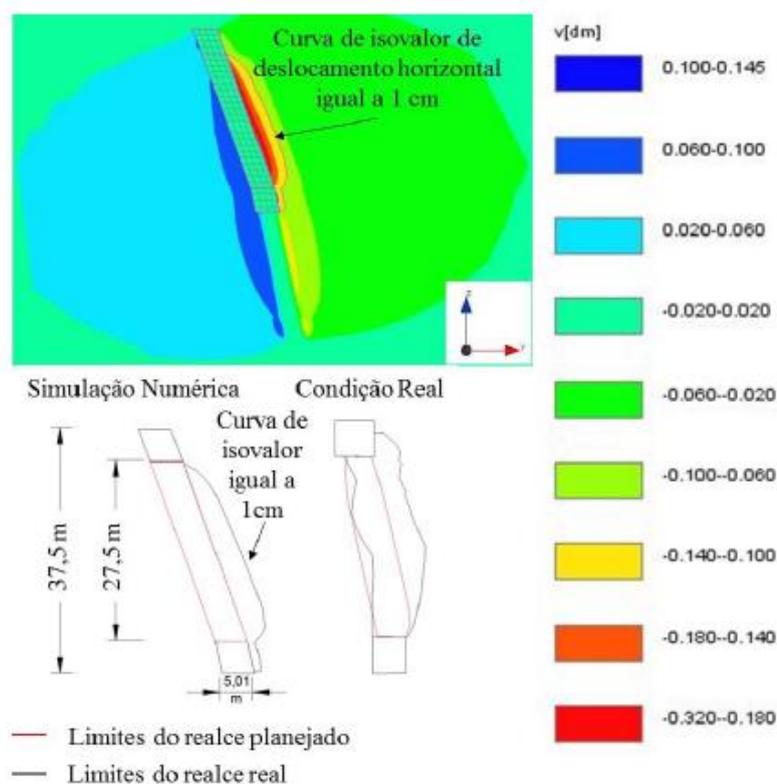


Figura 7 – Indicador de comportamento para diluição não planejada.

5.4 VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS GEOMECÂNICOS E DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS

As simulações numéricas são análises deterministas. Sendo assim, para considerar a influência das variações de condições operacionais e da variabilidade natural de parâmetros geomecânicos sobre a diluição não planejada, realizaram-se doze análises.

Estas doze análises foram separadas em três grupos. Cada grupo representou um diferente efeito de detonação (D), 0,8, 0,4 e 0,0. Assim, a influência de condições operacionais foi considerada. Por sua vez, com base no método dos pontos de estimativa, um método probabilístico publicado por Rosenblueth (1975, 1981), realizaram-se quatro análises para cada condição operacional (Figura 8), a fim de considerar a influência da variabilidade natural do EMR e σ_{ci} da capa do realce.

Deste modo, a diluição não planejada foi quantificada para cada condição operacional, considerando a variabilidade natural de parâmetros geomecânicos. Consequentemente, foi possível descrever a diluição não planejada como uma variável aleatória, não mais como uma variável determinística.

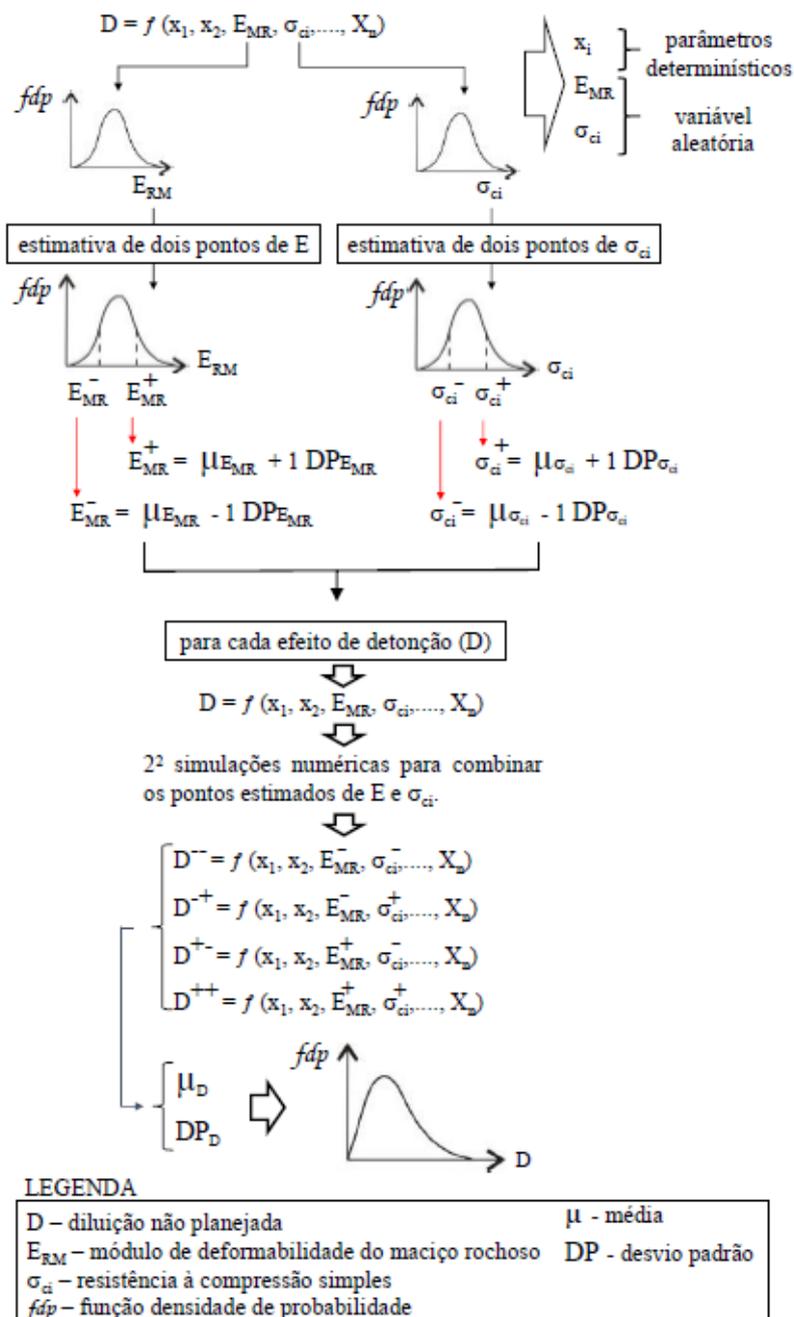


Figura 8 – Variabilidade dos parâmetros geomecânicos e das condições operacionais.

5.5 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A diluição não planejada, no realce 9140, foi tratada como uma variável aleatória e, portanto, descrita por uma função densidade de probabilidade (fdp). A curva fdp descreve a probabilidade relativa da diluição em questão assumir um valor particular. Como, esta diluição foi analisada para três condições de efeito de detonação (D), há três curvas fdp, uma para cada condição operacional (Figura 9). A partir das curvas fdp, pode-se avaliar a probabilidade de ocorrência de diferentes valores de diluição não

planejada, associados às condições operacionais adotadas e à variabilidade natural de parâmetros geomecânicos.

Com base nesta análise, o planejamento de mina pode definir qual a prática operacional deve ser adotada, a fim de alcançar uma meta de diluição estipulada. Observa-se no momento que, a diluição não planejada descrita foi calculada por meio da equação (2).

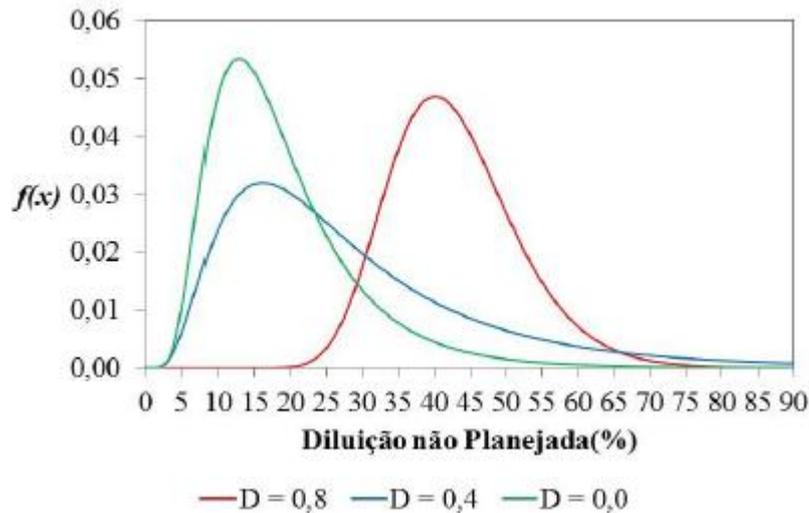


Figura 9 – Curvas fdp de diluição não planejada para cada efeito de detonação.

Esta análise aplica-se a outras variações de condições operacionais e à variabilidade natural de outros parâmetros geomecânicos. No caso de avaliar a influência da variação do comprimento, ou do raio hidráulico, do realce sobre a diluição não planejada, pode-se obter um gráfico semelhante àquele da Figura 9, onde cada curva fdp corresponderia a um comprimento de realce, ou raio hidráulico, analisado. A partir deste gráfico e da experiência profissional, plota-se um gráfico semelhante ao descrito na Figura 10, onde é possível verificar a relação entre o comprimento, ou o raio hidráulico, do realce e os custos operacionais.

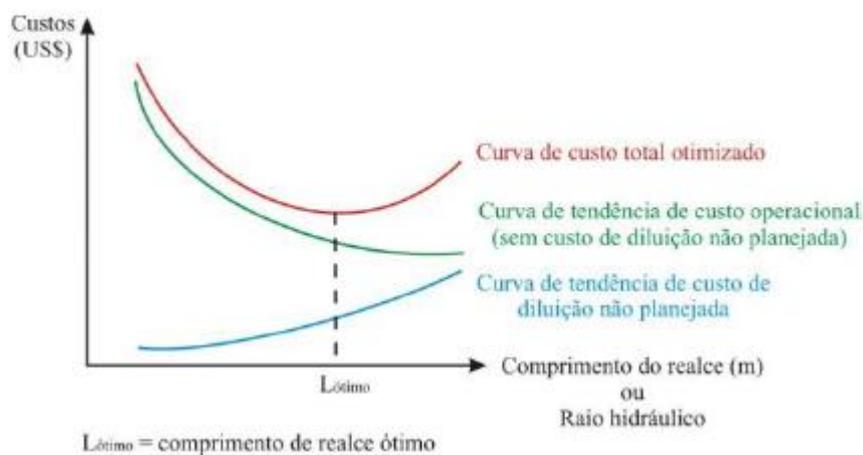


Figura 10 – Curva de custo total otimizado (Charbel, 2015).

A partir da curva de custo total otimizado presente na Figura 10, identifica-se o comprimento, ou o raio hidráulico ótimo. Este comprimento, ou raio hidráulico, de realce ótimo corresponde à dimensão na qual se verificam os menores custos operacionais de lavra.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho acadêmico restringiu-se à análise de quatro realces isolados na mina Vazante, por isso é necessário usar esta abordagem em um número maior de realces de mina, a fim de avaliar a sua aplicabilidade. Apesar disso, três observações podem ser consideradas. Primeira, a simulação numérica é capaz de demonstrar a influência das variações de condições operacionais e da variabilidade de parâmetros geomecânicos sobre a diluição não planejada. Segunda, o tratamento da diluição não planejada como variável aleatória permite estimá-la com maior acurácia, se comparado aos tratamentos determinísticos. Terceira, a curva de custo total otimizado (Figura 10), elaborada com base na descrição da diluição não planejada sob a forma de fdp e na experiência profissional, pode tornar-se uma ferramenta importante para a tomada de decisões no dimensionamento de realces.

REFERÊNCIAS

Cepuritis, P.M. & Villaescusa, E. (2006). Back analysis techniques for assessing open stope performance. In Australian Mining Technology Conference, Hunter Valley, 26-27 September, 261-271.

Charbel, P.A. (2015). Gerenciamento de Risco Aplicada à Diluição de Minério. Tese de doutorado em geotecnia, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 406.

- Clark, L.M. (1998). Minimizing Dilution in Open Stope Mining with a Focus on Stope Design and Narrow Vein Longhole Blasting. MASc thesis, University of British Columbia, Department of Mining and Mineral Processing Engineering, 336.
- Hajiabdolmajid, V.; Kaiser, P.K.; Martin, C.D. (2002). Modelling brittle failure of rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 731-741.
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Proceedings of NARMS-TAC conference, Toronto, 1*, 267-273.
- IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas (1994). Assessoria em geomecânica na mineração subterrânea de Vazante – Vazante, MG. Relatório Nº 32 032, 58.
- Pakalnis, R.T. (1986). Empirical Stope Design at the Ruttan Mine, Sherritt Gordon Mines Ltd. PhD. thesis. University of British Columbia, Department of Mining and Mineral Processing Engineering, 276.
- Pakalnis, R.C.; Poulin R.; Hadjiogeorgiou, J. (1995). Quantifying the cost of dilution in underground mines. *SME Annual Meeting, Denver, CO*, 1136-1141.
- Potvin, Y (1988). Empirical Open Stope Design in Canada. PhD. thesis, University of British Columbia, Department of Mining and Mineral Processing Engineering, 350.
- RocLab (2007). Rock mass strength analysis using Hoek-Brown Failure Criterion. <http://www.rocscience.com>.
- Rosenblueth, E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proc. Nat. Acad. Sci, USA*, Vol. 72, Nº 10, 3812-3814.
- Rosenblueth, E. (1981). Two-points estimates in probabilities. *Appl. Math. Modelling*, vol. 5, 329-335.
- Scoble, M.J. & Moss, A. (1994). Dilution in underground bulk mining: implications for production management. *Mineral Resource Evaluation II: Methods and Case Histories. Geological Society Special Publication, Nº 79*, 95-108.
- Stewart, P.C. (2005). Minimising Dilution in Narrow-Vein Mines. PhD. thesis. Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, University of Queensland, 261.
- Tatman, C.R. (2001). Mining dilution in moderate – to narrow – width deposits. *SME Underground Mining Methods, Engineering Fundamentals and International Case Studies*. Edited by William Hustrulid and Richard L. Bullock. Published by Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME) Littleton, Colorado, 615-626