

## ANÁLISE NUMÉRICA 3D DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE GRANDE ALTURA EM MINAS A CÉU ABERTO

**Jorge Gómez**

**Deysi M. Garcia**

**Celso Romanel**

jorgemanolo2@hotmail.com

dmga\_25@hotmail.com

romanel@puc-rio.br

Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Departamento de Engenharia Civil

Marquês de São Vicente 225, 22451-900, Rio de Janeiro, Brasil

**Abstract.** *Currently one of the major mining companies in Peru is interested in establishing alternative workflows to remove the maximum mineral amount in a minimum time schedule, making as high as possible the performance of the investment. To achieve these goals, but maintaining the safety of operations, engineering analysis must be carried out to estimate the inclination of the open pit slopes and the total depth of excavation. The main factor of importance is to obtain the steepest angle of inclination to reduce the removal of the sterile material, thereby lowering the mining extraction costs. Of course, a gradual slope increasing may create risks of slope instability, compromising the safety of mining operations, with potential risk for loss of life as well as economic, environmental and social disasters with interruption or eventual closure of the mining facilities. The final excavation design is subject to factors such as the geomechanical properties of the rock mass and characteristics of the regional geological structures. In this work the slope stability of the open pit mine of Pampa de Pongo is investigated through numerical analysis using 2D and 3D finite element models. From the computed results it was observed that the out of plane displacement component introduced a significant effect on the rock mass behaviour.*

**Keyword:** *3D slope modelling, rock mechanics, slope stability, finite element model, open pit excavation.*

## **1 INTRODUÇÃO**

A vida útil de taludes em mineração a céu aberto é menor do que em taludes de obras de engenharia civil (aterros, escavações, barragens, etc.), o que permite que sejam executados bastante íngremes, tornando o empreendimento de maior viabilidade sob ponto de vista econômico pois há uma redução significativa da relação estéril/minério e, por consequência, diminuição dos gastos com a remoção do estéril (Guimarães, 2014). Naturalmente além de íngremes, com o objetivo de retirar a maior quantidade possível de mineral com menor custo, os taludes devem ser estáveis. O risco de instabilidade compromete a segurança da mineração com potencial risco de perdas de vidas humanas além de prejuízos econômicos, ambientais e sociais.

Para análise da estabilidade de taludes em rocha devem ser considerados vários fatores importantes (Stacey, 1968) como: estruturas geológicas (juntas, falhas); o estado de tensões in situ e acréscimos de tensão induzidos por descarregamentos (ou carregamentos) e as condições da água subterrânea; a resistência das descontinuidades e da rocha intacta; a geometria da escavação, principalmente o ângulo de inclinação dos taludes.

Neste trabalho a estabilidade de taludes de grande altura em minas a céu aberto será investigado por meio de análises numéricas 3D pelo método dos elementos finitos, comparando seus resultados obtidos com simulações 2D no estado plano de deformação. A modelagem foi feita com a utilização dos programas comerciais Plaxis 2D v.2015 e Plaxis 3D v.AE.

## **2 O PROJETO DE MINERAÇÃO PAMPA DE PONGO**

A área do projeto de mineração Pampa de Pongo está localizada na região sudoeste do Perú, no distrito de Bella Unión, província de Caravelí, Arequipa, 50 km ao sul da cidade de Nazca e 550 km da capital Lima. As coordenadas UTM de um ponto central da mineração são 8.301,000N e 518,000E, com altitude de 400 metros acima do nível do mar e profundidade média de escavação a céu aberto entre 800 a 900m.

### **2.1 Propriedades geotécnicas do maciço rochoso**

A classificação da qualidade do maciço rochoso foi feita empregando o critério geomecânico Bieniawski (Bieniawski, 1989). De acordo com este sistema, o valor do índice RMR varia de 0 a 100 e classifica o maciço em cinco categorias: RMR de 0-20 como muito fraco, de 21 a 40 como fraco, 41-60 como regular, 61-80 como bom e 81-100 como muito bom. Na tabela 1, são mostrados os valores da qualidade do maciço rochoso presente na área estudada.

Os valores de resistência foram obtidos de ensaios de compressão simples e ensaios de compressão triaxial executados em corpos de prova extraídos de furos de perfuração em campo.

Tabela 1. Critério de classificação do maciço rochoso (Buenaventura Ingenieros, 2012)

Tipo de rocha	Classificação RMR	Qualidade conforme RMR
II	>60	Bom
III A	51-60	Regular A
III B	41-50	Regular B
IV A	31-40	Fraco A
IV B	21-30	Fraco B

No presente trabalho utilizou-se na modelagem numérica o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, sendo necessário o cálculo dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  com base nos valores dos parâmetros estimados pelo critério generalizado de Hoek e Brown. Esta determinação foi feita mediante um ajuste linear à envoltória não linear da Eq. (1) para um determinado intervalo das tensões de confinamento  $\sigma_{tm} < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$  (Hoek et al., 2002) conforme ilustra a Figura 1, onde  $\sigma_{tm}$  representa a resistência à tração da rocha e  $\sigma'_{3max}$  a tensão de confinamento máxima.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \left( \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right) \right)^a \tag{1}$$

onde  $\sigma_{ci}$  é a resistência à compressão simples da rocha intacta,  $m_b$  o valor reduzido da constante  $m_i$ ,  $s$  e  $a$  são constantes do modelo constitutivo de Hoek e Brown.

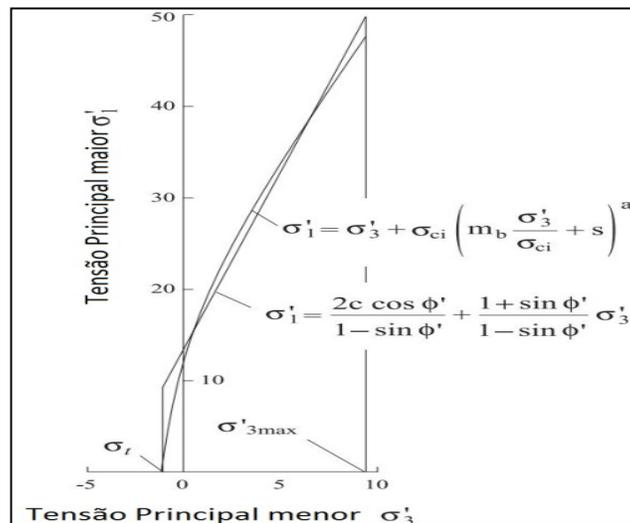


Figura 1. Relações entre as tensões principais máxima e mínima nos critérios de Hoek e Brown e de Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

Os valores de  $m_b$ ,  $s$ ,  $a$  são calculados pelas equações (2), (3) e (4) respectivamente.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (4)$$

O ângulo de atrito  $\phi'$  e coesão  $c'$  podem ser obtidos das equações (5) e (6) respectivamente:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (5)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1+2a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + [6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}]}} / (1+a)(2+a) \quad (6)$$

onde  $\sigma'_{3n}$  pode ser obtido a partir da Eq. (7).

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma'_{ci} \quad (7)$$

No caso de taludes, uma relação para a estimativa da tensão de confinamento máxima ( $\sigma'_{3max}$ ) baseada em estudos de ruptura circular de taludes pelo método de Bishop Simplificado foi proposta por Hoek et al. (2002) de acordo com a Eq. (8).

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (8)$$

onde  $\gamma$  é o peso específico do material,  $H$  a altura do talude e  $\sigma_{cm}$  a resistência à compressão simples do maciço rochoso.

Finalmente, a resistência ao cisalhamento  $\tau$  para determinada tensão normal  $\sigma$  atuante é estimada pelo critério de Mohr-Coulomb, conforme Eq. (9).

$$\tau = c' + \sigma \tan(\phi') \quad (9)$$

ou, em termos das tensões principais pela Eq. (10).

$$\sigma_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3 \quad (10)$$

Neste trabalho os parâmetros de resistência da rocha e da pilha estéril, listados na Tabela 2, foram determinados empregando o software RocData (Rocsience, v 5.0), o qual faz uso das relações entre os modelos de Hoek e Brown e Mohr-Coulomb (Figura 1). Os dados de entrada necessários para o cálculo são apresentados na Tabela 3, onde  $\sigma_{ci}$  é a resistência à compressão simples da rocha intacta, GSI o índice de resistência geológica (*Geological Strength Index*),  $m_i$  a constante de rocha no modelo de Hoek e Brown, D o fator de dano,  $\gamma$  o peso específico da rocha e H altura do talude. Os parâmetros elásticos (módulo de elasticidade  $E_m$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ ) do maciço rochoso e da pilha de estéril estão indicados na Tabela 4; o módulo elástico do maciço rochoso foi obtido através de ensaios geofísicos e o módulo elástico da pilha de estéril foi estimado.

**Tabela 2. Parâmetros de resistência do maciço rochoso e da pilha de estéril**

Tipo de rocha/pilha de estéril	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
II (>60)	6278	42
III A (51-60)	4487	36
III B (41-50)	2889	27
IV A (31-40)	2103	22
IV B (21-30)	1394	17
Pilha de estéril	0	34

**Tabela 3. Dados para cálculo dos parâmetros de resistência**

Tipo de rocha	$\sigma_{ci}$ (MPa)	GSI	$m_i$	D	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Altura do talude (m)
II	120	64	25	0.5	27	1000
III A	75	56	25	0.5	27	1000
III B	40	46	25	0.5	27	1000
IV A	35	34	25	0.5	27	1000
IV B	25	24	25	0.5	27	1000

Tabela 4. Parâmetros elásticos do maciço rochoso e da pilha de estéril

Tipo de rocha	$E_m$ (kPa)	$\nu$
II (>60)	52.00E6	0.25
III A (51-60)	26.25E6	0.25
III B (41-50)	14.00E6	0.25
IV A (31-40)	12.25E6	0.25
IV B (21-30)	1.39E6	0.25
Pilha de estéril	8000	0.21

### 3 MODELAGEM POR ELEMENTOS FINITOS

#### 3.1 Modelagem numérica 2D

Na modelagem numérica 2D pelo método dos elementos finitos considerou-se a representação do problema (Figura 2) na condição do estado plano de deformação. Sjöberg (1999) recomenda uma dimensão vertical da malha entre 2 a 3 vezes a profundidade da escavação  $H$  (adotou-se  $2.5H$ ) e uma dimensão horizontal entre 3 a 4 vezes a máxima largura da escavação  $L$  (adotou-se  $4.5L$  considerando a presença da pilha de estéril na superfície do maciço). As condições de contorno para a base da malha foram estabelecidas em termos de deslocamentos horizontal e vertical nulos e para os nós dos contornos laterais foram prescritos deslocamentos horizontais iguais a zero (Figura 3). As análises numéricas foram executadas considerando 2048 elementos finitos triangulares quadráticos (6 nós).

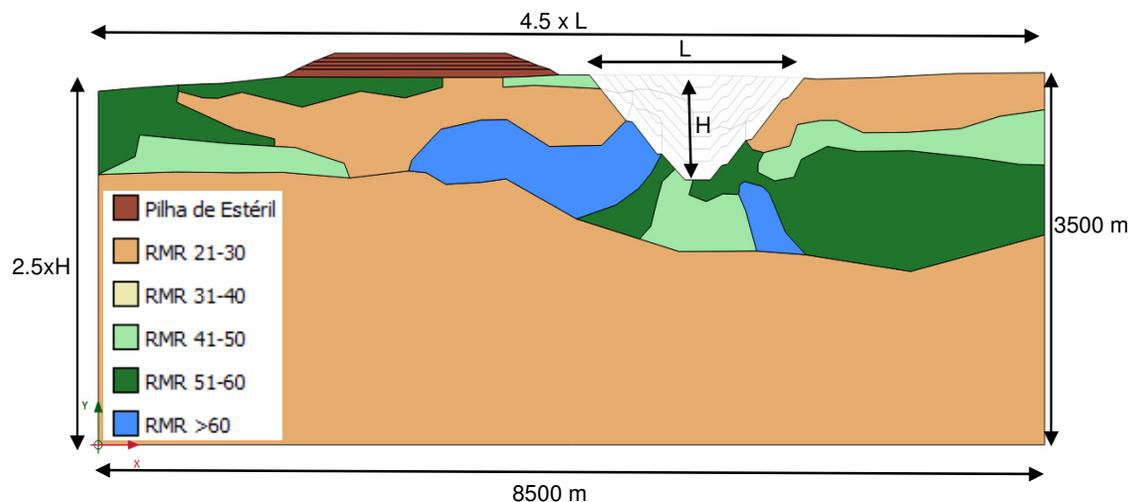


Figura 2. Seção 2D na última fase de escavação com a distribuição das litologias do maciço rochoso

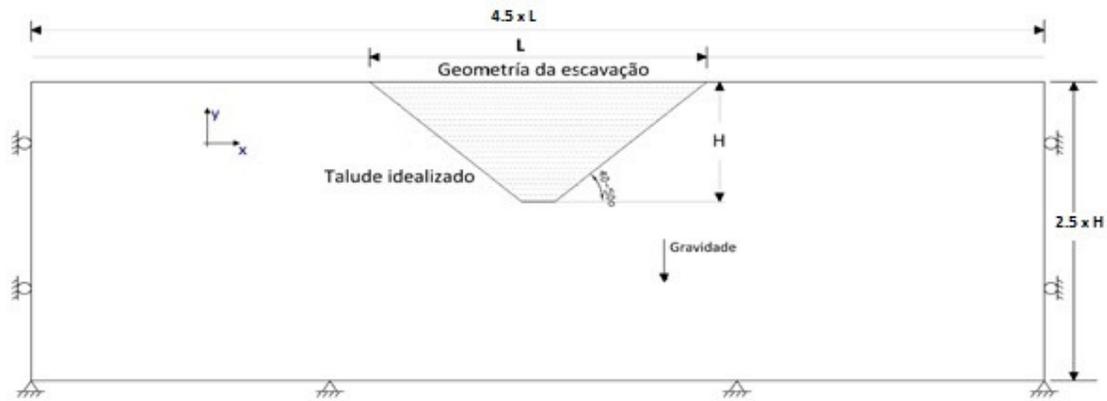


Figura 3. Geometria e condições de contorno do modelo 2D

### 3.2 Modelagem numérica 3D

A seção transversal da malha de elementos finitos é a mesma da Figura 3, acrescida de uma espessura de 600m para representação de efeitos tridimensionais durante o processo de escavação da mineração, conforme ilustra a Figura 4.

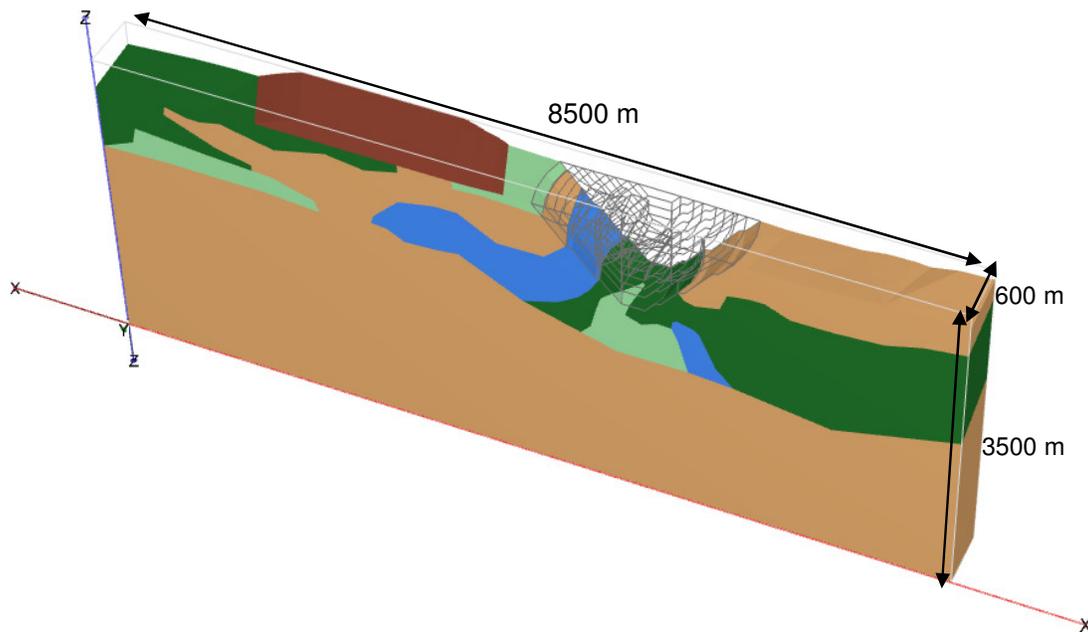


Figura 4. Seção 3D para a última fase de escavação dos taludes

As tensões iniciais atuantes antes da escavação foram geradas apenas com o carregamento gravitacional com os correspondentes deslocamentos zerados. As condições de contorno nas bordas do modelo foram as seguintes: base com deslocamentos impedidos nas 3 direções  $x$ ,  $y$ ,  $z$ ; faces laterais paralelas ao plano  $xz$  com deslocamento  $u_y = 0$  mas livres nas direções  $x$  e  $z$ ; faces laterais paralelas ao plano  $yz$  com deslocamento  $u_x = 0$  mas livres nas direções  $x$  e  $z$ .

Para a simulação tridimensional do problema foram empregados 22.365 elementos finitos tetraédricos quadráticos de 10 nós.

#### 4 DISTRIBUIÇÃO DE PERFIS DE DESLOCAMENTOS

Para possibilitar uma comparação entre os resultados numéricos obtidos pelas análises 2D e 3D, foram considerados os deslocamentos ocorridos em 5 pontos de controle (Figura 5) com a evolução da escavação da mina Pampa de Pongo até a profundidade de 880m. Na análise 3D os referidos pontos de controle foram situados sobre a seção transversal média da região investigada com 600m de espessura.

Da comparação dos resultados, indicados nas Figuras 6 a 10, pode ser observado que:

a) as maiores diferenças relativas entre deslocamentos computados nas simulações 2D e 3D se referem aos deslocamentos horizontais;

b) os deslocamentos verticais não apresentam muita diferença entre si, sendo em valores absolutos bastante maiores do que os deslocamentos horizontais previstos durante o processo de escavação;

c) no modelo 3D observou-se a ocorrência de deslocamentos horizontais ao longo do eixo y (perpendicular à seção transversal da Figura 2) que, evidentemente, não podem ser representados na análise 2D no estado plano de deformação. Devido ao fato que as distribuições dos deslocamentos verticais foram bastante próximas, percebe-se que os efeitos desta componente fora do plano parecem ter sido os principais responsáveis pelas diferenças de comportamento nos deslocamentos horizontais ao longo do eixo x calculados nas simulações numéricas 2D e 3D.

d) De acordo com as Figuras 6, 7, 9 e 10, observa-se que os pontos próximos da pilha de estéril (pontos C e D) apresentam maior deformação horizontal em relação aos pontos de controle mais distantes. As deformações computadas nos pontos C e D na análise 3D também resultaram diferentes daquelas determinadas na simulação 2D, devido à variação do padrão de distribuição das tensões induzidas pelo carregamento da pilha de estéril, como também devido à variação das litologias ao longo do eixo y (Figura 4).

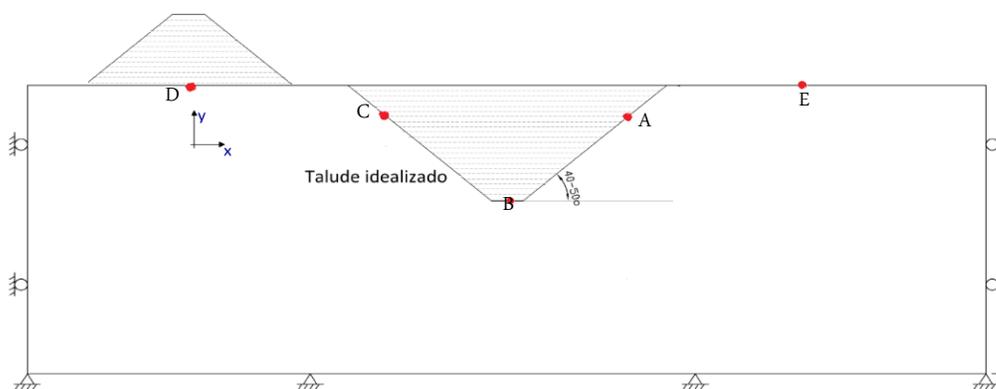


Figura 5. Pontos de controle de deslocamento vertical e horizontal

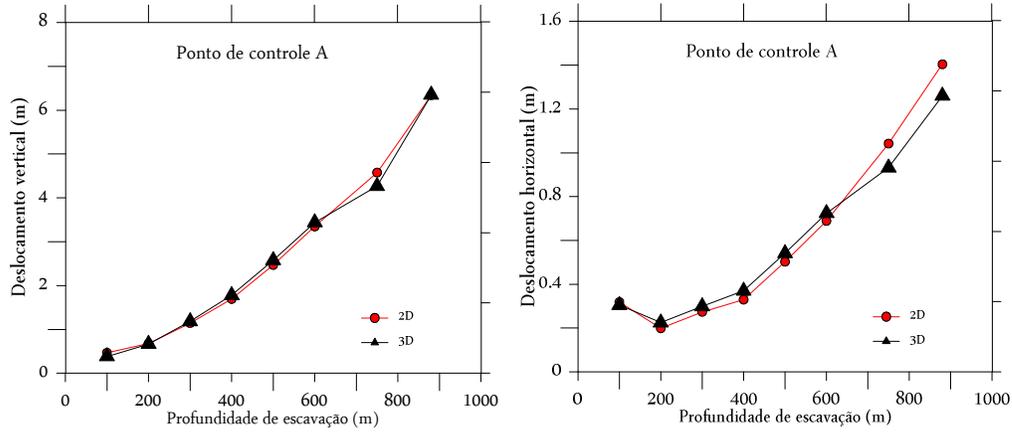


Figura 6. Deslocamentos vertical e horizontal no ponto de controle A

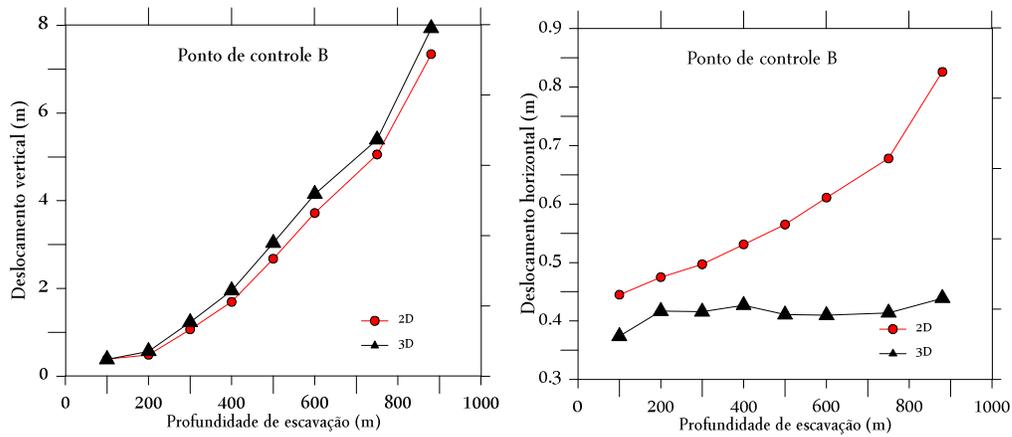


Figura 7. Deslocamentos vertical e horizontal no ponto de controle B

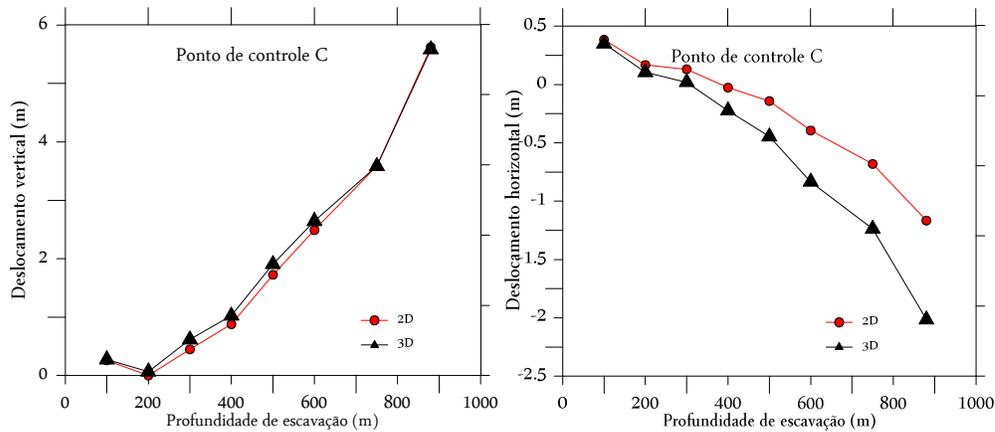


Figura 8. Deslocamentos vertical e horizontal no ponto de controle C

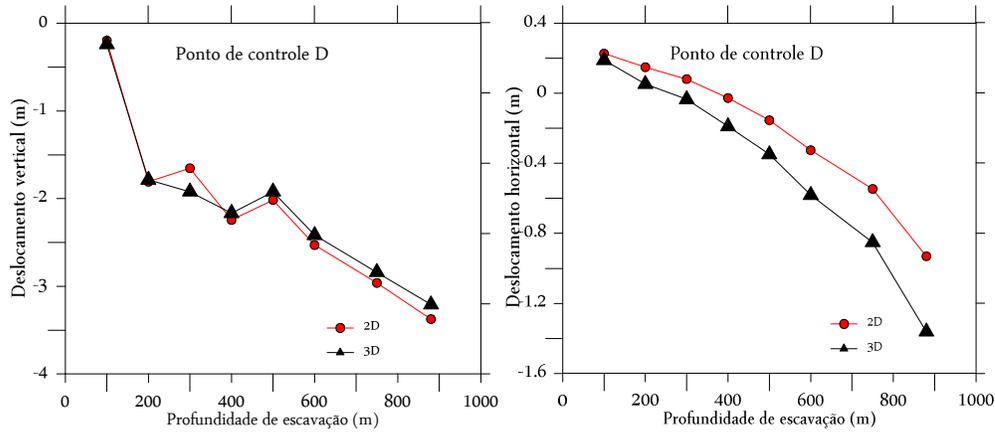


Figura 9. Deslocamentos vertical e horizontal no ponto de controle D

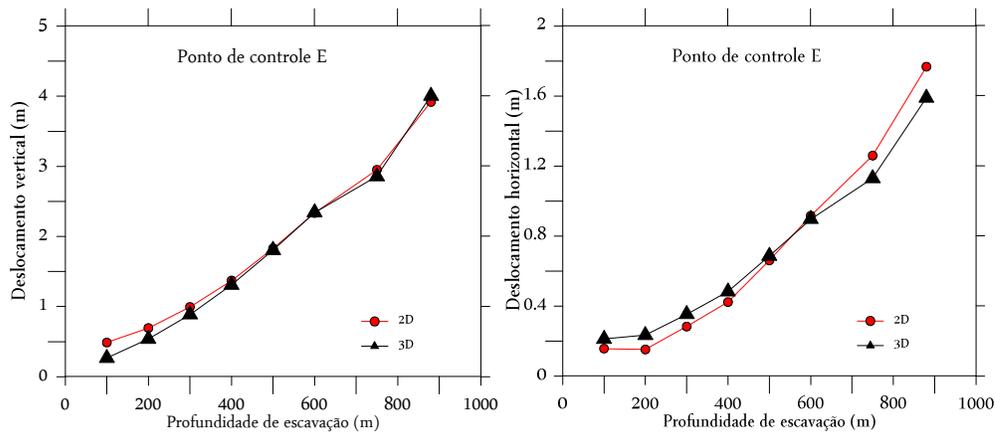
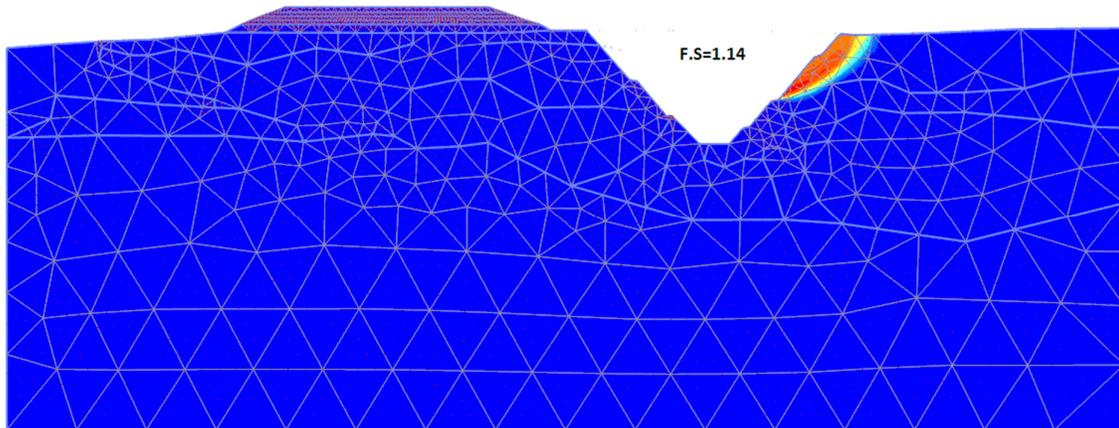


Figura 10. Deslocamentos vertical e horizontal no ponto de controle E

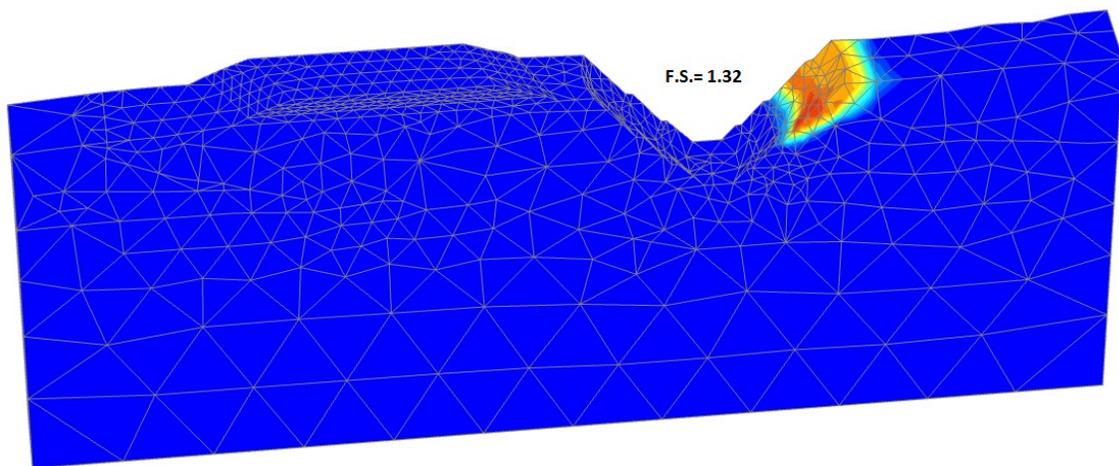
## 5 FATORES DE SEGURANÇA

O cálculo do fator de segurança contra a ruptura dos taludes foi obtido com o método de redução dos parâmetros de resistência, implementado no programa computacional Plaxis 2D. O fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais aparente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do talude. A não convergência da solução numérica, teoricamente é uma indicação da ruptura do talude.

As Figuras 11 e 12 mostram as potenciais superfícies de ruptura na última etapa de escavação dos taludes, na profundidade de 880m, obtidas nas análises 2D e 3D, com os respectivos valores dos fatores de segurança. As configurações das superfícies de ruptura foram obtidas dos mapas que exibem a variação da deformação plástica cisalhante no domínio do problema.



**Figura 11. Superfície potencial de ruptura na análise 2D**



**Figura 12. Superfície potencial de ruptura na análise 3D**

As superfícies de ruptura determinadas em ambas as análises são bastante semelhantes entre si, passando ao longo de descontinuidades, nos casos da existência destas. Observa-se também que as potenciais superfícies de ruptura não passam pelo pé do talude, apresentando valores dos fatores de segurança  $FS = 1.14$ , na modelagem 2D, e  $FS = 1.32$  na modelagem 3D, para a última etapa de escavação (880m de profundidade).

Os valores dos fatores de segurança computados ao longo das profundidades de escavação da mina estão listados na Tabela 5 e mostrados na Figura 13. De acordo com os valores recomendados pela norma brasileira NBR 11682/91 (Tabela 6), o fator de segurança na modelagem 2D para a última etapa de escavação é preocupante por ser inferior ao valor mínimo recomendado. As operações na mina Pampa de Pongo acontecem atualmente na profundidade aproximada de 900m.

**Tabela 5. Variação dos fatores de segurança FS ao longo da profundidade**

Fase de escavação	Profundidade (m)	FS 2D	FS 3D
1	100	5.1	5.5
2	200	4.41	4.7
3	300	3.23	3.27
4	400	2.25	2.33
5	500	1.94	2.05
6	600	1.6	1.66
7	750	1.38	1.42
8	880	1.14	1.32

**Tabela 6. Fatores de segurança mínimos recomendados para estabilidade de taludes**

(ABNT NBR 11682/91)

Nível de segurança contra perda de vidas humanas Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1.5	1.5
Médio	1.5	1.4	1.3
Baixo	1.4	1.3	1.2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados de ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semi probabilístico indicado no Anexo D da referida norma.

Nota 2: No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $c$  e  $\phi$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1.1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

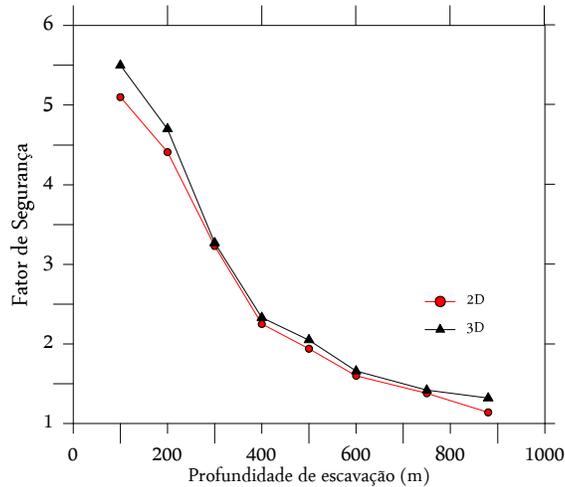


Figura 13. Variação dos fatores de segurança com a profundidade de escavação nos modelos 2D e 3D

## 6 CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho foi investigar a influência dos efeitos tridimensionais na ocorrência de deslocamentos e na variação dos fatores de segurança contra a ruptura de taludes durante o processo de escavação da mina a céu aberto de Pampa de Pongo, de grande profundidade, situada no Peru.

Os deslocamentos verticais não apresentaram significativas diferenças nas simulações numéricas 2D e 3D, enquanto que as discordâncias na distribuição dos deslocamentos horizontais parecem ter sido provocadas pela componente horizontal ao longo do eixo y, possível de ser avaliada na modelagem 3D, e considerada nula na representação 2D do problema no estado plano de deformação.

Algumas conclusões, ou confirmações de resultados já reportados na literatura, podem ser feitas:

- i) fatores de segurança calculados em modelos 3D geralmente resultam levemente superiores aos correspondentes valores estimados nos modelos 2D, o que explica a predominância de análises 2D na engenharia geotécnica, visto seus resultados serem mais conservadores;
- ii) o fator de segurança na última etapa de escavação (profundidade de 880m) resultou inferior a 1.2 na modelagem 2D, motivo de preocupação visto que este valor, por recomendação de norma técnica brasileira, indica um limite inferior para taludes com baixo grau de segurança em relação a perdas de vidas humanas, danos ambientais e materiais. Na modelagem 3D o correspondente valor foi calculado  $FS = 1.32$ ;
- iii) a geração de malhas de elementos finitos 3D não é tarefa simples em casos, como o investigado nesta pesquisa, onde a litologia é variável no espaço, o que necessitou a execução de procedimentos especiais com a importação de blocos de elementos gerados com auxílio do programa computacional Autocad Civil 3D;
- iv) em termos de tempos de processamento, o programa computacional Plaxis 2D consumiu 10 minutos para análises tensão x deformação e 20 minutos para o cálculo do fator de

segurança em cada etapa de escavação, considerando 2048 elementos finitos triangulares quadráticos de 6 nós. Para as mesmas tarefas, a simulação 3D necessitou de 20 minutos para análises tensão x deformação e de 1 hora para as análises de estabilidade, em cada uma das 8 etapas de escavação dos taludes executadas. Em termos de tempo de processamento, a diferença entre ambas as análises não é muito significativa, mesmo porque computadores tornam-se cada vez mais velozes e com maior disponibilidade de recursos para a simulação 3D de problemas geotécnicos.

## **REFERÊNCIAS**

- Guimarães, D. S. T., 2014, Estabilidade de Taludes de Escavação em Mina de Grafita. Tese do mestrado, Universidad Federal de Alfenas/Brasil.
- Hoek, E., 1994. Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, p. 4-16.
- Hoek, E.; Read, J.; Karzulovic, A.; and Chen, Z. Y., 2000. Rock slopes in Civil and Mining Engineering. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng2000, 19-24 November, Melbourne.
- Hoek, E.; & Brown, E. T., 1980. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)* 106(GT9).
- Hoek, E.; Bray, J., 1996, *Rock Slope Engineering*. UK: E and FN Spon, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN.
- Hoek, E.; Bray, J. W., 1974. *Rock Slope Engineering*. London: Inst. Min. Metall.
- Hoek, E.; Carranza Torres; C.; Corkum, B., 2002. *Hoek & Brown Failure Criterion*, Toronto, p. 267 - 273
- Plaxis 2D., 2015. *User's Manual*. Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis.
- Plaxis 3D., 2015. *User's Manual*. Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis.
- Read, J.; Stacey, P., 2009. *Guidelines for Open Pit Sole Design*. Australia: Csiro Publishing.
- Rocscience., 2015. *RockLab, Program for determining rock mass strength parameters, based on the latest version of the generalized Hoek-Brown failure criterion*, Rocscience Inc., Toronto.
- Sjöberg, J., 1999. *Analysis of Large Scale Rock Slopes*. Doctoral Thesis, Division of Rock Mechanics. Luleå University of Technology, Sweden.
- Stacey, T. R., 1968. *Stability of Rock Slopes in Open Pit Mines*. National Mechanical Engineering Research Institute. Council for Scientific and Industrial Research, CSIR Report MEG 737, Pretoria, South Africa.