

ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES IMPOSTAS POR FUNDAÇÕES EM ÁREAS PREVIAMENTE MINERADAS

Paulo Henrique Amboni Brunelli¹, Marcelo Heidemann², Helena Paula Nierwinski³

Resumo – Este trabalho objetivou analisar as tensões impostas por fundações de edificações e as consequentes deformações nos pilares e teto de galerias de minas de carvão. A área estudada encontra-se na cidade de Criciúma, sul de Santa Catarina, região com extenso histórico de atividade mineradora. Foram modelados em um software de elementos finitos os estratos e as galerias de carvão no subsolo. Os parâmetros de resistência e deformabilidade foram obtidos através de ensaios triaxiais executados em corpos de prova oriundos de testemunhos de siltito e arenito da região. Esta análise indicou que os fenômenos de subsidência ocorrentes na região não parecem estar diretamente relacionados com a aplicação de cargas pelas fundações, e sim com mecanismos de degradação dos pilares destas galerias por agentes naturais, as quais após anos podem vir a sofrer colapso.

Abstract – This work aimed to analyze the stresses imposed by building foundations and the consequent deformations in the pillars and ceiling of galleries in coal mines. The studied area is in the Criciúma town, south of Santa Catarina, region with an extensive history of mining activity. The strata and the underground coal galleries were modeled in a finite element software. The strength and deformability parameters were obtained through triaxial tests carried out on specimens from siltstone and sandstone cores in the region. This analysis indicated that the subsidence phenomena occurring in the region do not seem to be directly related to the application of loads by the foundations, but to mechanisms of degradation of the pillars of these galleries by natural agents, which after years may collapse.

Palavras-Chave – Mineração de carvão; Galerias. Subsidência; Modelos numéricos.

¹ Engº Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, (48) 9975-4586, pha.brunelli@gmail.com

² Engº Civil, D.Sc., Universidade Federal de Santa Catarina, marcelo.heidemann@ufsc.br

³ Engª Civil, D.Sc., Universidade Federal de Santa Catarina, helena.paula@ufsc.br

1. INTRODUÇÃO

Cidades construídas sobre minas subterrâneas ocorrem em quase todo o mundo, uma vez que a extração de substâncias minerais na crosta terrestre perdura há séculos e ainda hoje constitui importante atividade econômica. Assim, resta verificar os efeitos envolvidos quando se constrói sobre esses materiais e estudar os fatores de segurança relacionados.

De acordo com Kotyrba e Kortas (2016), a mineração subterrânea causa transformação permanente do ambiente geológico próximo à superfície, sendo essas modificações uma das causas do movimento de solo e massa rochosa que pode vir a ocorrer mesmo muitos anos após o término da atividade extrativista. Estes movimentos, quando refletidos próximos à superfície, põe em risco a vida dos moradores, além de causar danos estruturais às habitações e infraestrutura urbana.

Os danos relacionados ao colapso de antigas minas subterrâneas causados às estruturas residenciais nos Estados Unidos foram estimados entre 25 e 35 milhões de dólares anuais, e de 3 a 4 milhões de dólares quanto a estradas e serviços (Gray, 1988 apud Day, 2006). Nos países em desenvolvimento esses dados raramente são quantificados.

O conhecimento do subsolo e das condições geológicas do terreno é considerado uma das premissas para qualquer projeto de fundações. Tratando-se de áreas sobre zonas de mineração, deve-se ampliar a rede de investigação, obtendo plantas e detalhes técnicos das escavações. Porém, em muitos casos, essas informações não estão mais disponíveis, são imprecisas ou simplesmente nunca foram catalogadas, o que dificulta o trabalho do engenheiro de fundações (Milititsky et al., 2015).

A cidade de Criciúma, localizada no sul do estado de Santa Catarina, foi escolhida para este estudo tendo em vista que a mineração nesta área ocorre desde o século XIX, e que essas galerias continuam abertas após a finalização dos serviços, ocasionalmente induzindo manifestações patológicas nas construções localizadas na superfície.

Justifica a realização deste trabalho o histórico de passivos que envolvem regiões de mineração, em especial aqueles relacionados ao fenômeno de subsidência associado à mineração, e a necessidade de um melhor entendimento da interação solo-estrutura e rocha-estrutura em localidades onde existem tais escavações.

Nesta perspectiva, este trabalho consistiu em uma análise numérica das tensões que são impostas no subsolo pelas fundações de construções habitacionais, para um terreno no bairro Universitário, na cidade de Criciúma. As simulações foram efetuadas utilizando um software de elementos finitos. Procurou-se quantificar essas tensões e relacioná-las com as tensões limite e com os recalques máximos recomendados pela literatura, assim como os principais fatores de risco envolvendo construções nestas localidades.

2. METODOLOGIA

2.1. Levantamento de Dados e Ensaio de Laboratório

Os dados obtidos para este estudo correspondem às plantas de zonas de mineração de carvão, a carta geológica do município, laudos de sondagem SPT e rotativa, e testemunhos de rocha em arenito e siltito do terreno. Os testemunhos de arenito e siltito (Figura 1) foram cortados, numerados, e enviados ao laboratório para realização de ensaios triaxiais e de resistência à compressão simples. A relação altura/diâmetro escolhida foi de aproximadamente 2,2. O diâmetro dos testemunhos é consequência direta do tamanho da broca utilizada, sendo que todos os utilizados neste estudo possuíam diâmetro de 40mm.

A relação das tensões confinantes aplicadas em cada corpo de prova (CP) encontra-se disponível na Tabela 1. Os valores obtidos nos ensaios e utilizados como parâmetros de comportamento geomecânico para as rochas são mostrados na Tabela 2.

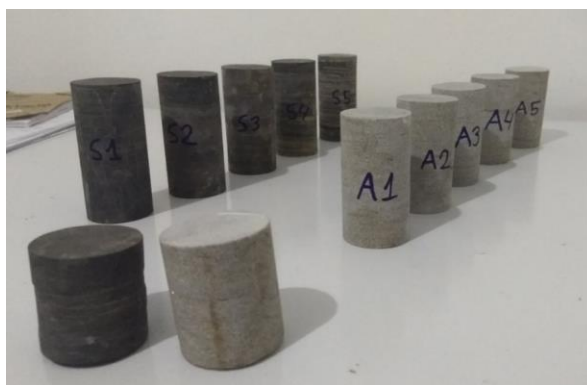


Figura 1. Testemunhos de siltito e arenito utilizados nos ensaios de laboratório.

Tabela 1. Tensões confinantes (σ_3) induzidas nos ensaios triaxiais, por corpo de prova.

Corpo de prova	Profundidade	1	2	3
Siltito	35 m	0,85 MPa	2,0 MPa	4,0 MPa
Arenito	45 m	0,5 MPa	1,0 MPa	2,0 MPa

Tabela 2. Parâmetros de comportamento dos materiais ensaiados.

Corpo de prova	Siltito	Arenito
Módulo Secante	5,0 GPa	25 GPa
Coef. Poisson	0,1	0,15
Coesão	6,0 MPa	5,0 MPa
Ângulo de atrito	54°	70°

Enquanto o ângulo de atrito e a coesão são parâmetros assumidos únicos para todos os CPs ensaiados, o módulo secante e o coeficiente de Poisson variam durante o ensaio, e devem ser escolhidos respeitando as condições de elasticidade do material. Para este estudo, utilizaram-se os valores de módulo secante e coeficiente de Poisson para deformação axial de 0,2%.

Os parâmetros de resistência obtidos na Tabela 2 divergem daqueles apresentados por Zingano (2002), que trabalhou na mesma região. Acredita-se que essas diferenças de valores decorrem da heterogeneidade das rochas investigadas.

2.2. Formulação do Modelo Geomecânico

O modelo geomecânico corresponde à interpretação física dos fenômenos encontrados em campo. Para idealização do problema foi utilizado como base o perfil estratigráfico do terreno, obtido através das sondagens SPT/rotativas.

Tal modelo gerado no software não pode ser idêntico à condição real, uma vez que ocasionaria complexidades extremas na modelagem. Seria inviável também inserir todas as condições in situ uma vez que não foram consideradas nesta análise as fissuras no maciço, e não se obteve testemunhos de rocha para cada metro de profundidade. Entende-se, porém que o modelo, conforme demonstrado na Figura 2, deve ser uma representação consistente da realidade, ainda que de maneira simplificada.

As estacas também mostradas na Figura 2 representam as fundações prediais que poderão ser executadas futuramente nessa região, e serão apoiadas no substrato rochoso, como é a prática comum na cidade. Já as fundações rasas representam as residências térreas unifamiliares encontradas atualmente.

Foram adotadas dimensões comuns aos pilares de mineração executados no passado na região, com formato quadrado de 12x12 metros. Os pilares das extremidades do modelo possuem

condições de simetria, sendo que o único pilar que tem dimensões plenas é o pilar central, conforme indicado na Figura 3.

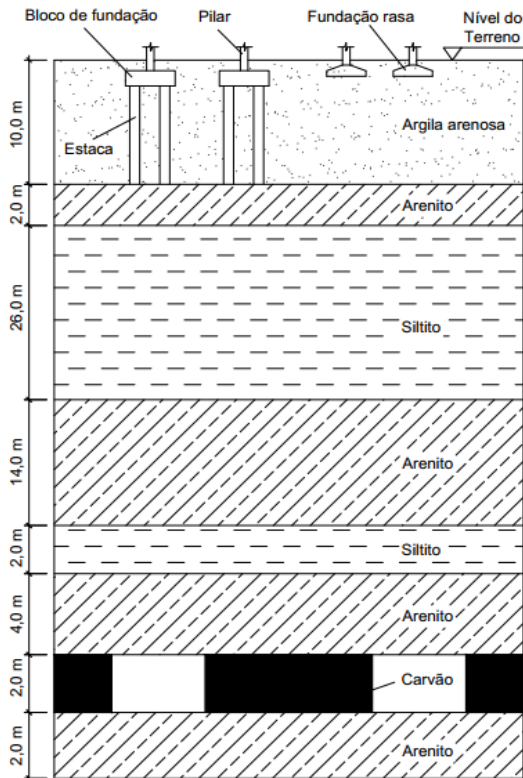


Figura 2. Idealização da situação do subsolo.

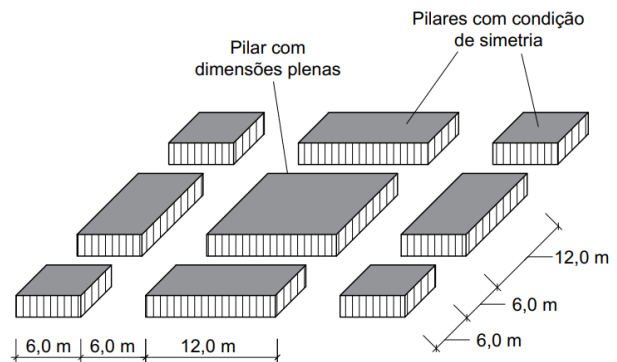


Figura 3. Dimensões propostas para os pilares de carvão.

As fundações rasas foram modeladas como cargas pontuais aplicadas na superfície, onde cada sapata foi considerada como uma força pontual de 100 kN. Ao todo foram modeladas 9 sapatas espaçadas em 4 metros.

As cargas que representam as estacas foram aplicadas diretamente na primeira camada de arenito (Figura 4), caracterizando uma condição típica de fundação profunda apoiada em rocha. Assim, considera-se que não há dissipação lateral de tensão e que todo o peso dos prédios é suportado pela ponta da estaca. As cargas simuladas para essas fundações prediais foram de 2000 kN por pilar. Essa carga foi dividida por 4 para considerar a situação de uma fundação com 4 estacas por bloco.

Os blocos da Figura 4 foram espaçados em 12 metros, de centro a centro. Já as estacas de um mesmo bloco contam com espaçamento de 4 metros entre si.

Uma segunda geometria (Figura 5) foi proposta e modelada, correspondendo apenas à região dos pilares de carvão e do teto de arenito, que de acordo com a literatura técnica são os maiores pontos de compressão e tração, respectivamente.

Os valores de tensão vertical obtidos na primeira simulação foram aplicados no teto dos pilares de carvão, na segunda modelagem, de forma a reduzir o esforço computacional e problemas de convergência e de condições de contorno. Esta segunda geometria proposta (Figura 5 e Figura 6) leva em conta condições de simetria, utilizando-se então a metade superior (em vista lateral) do pilar e do teto por ele suportado. Modelagens utilizando condições de simetria com 1/4 ou 1/8 do volume do pilar também foram testadas, mas não convergiram devido a problemas de inconsistência no equilíbrio de forças do modelo.

Essa segunda modelagem objetivou ainda a otimização da malha, e contou com a remoção dos cantos vivos das bordas do pilar de carvão (Figura 6), uma vez que esta particularidade na

geometria (singularidades geométricas) induz a picos de tensão que são desconexos com a tensão real atuante.

Os parâmetros de resistência das camadas de siltito e arenito foram inseridos de acordo com os resultados dos ensaios triaxiais deste trabalho, dispostos na Tabela 2. Para a camada de carvão utilizou-se os valores encontrados por Zingano (2002) e indicados na Tabela 3. A argila arenosa foi modelada utilizando parâmetros típicos deste material propostos por Velloso e Lopes (2011).

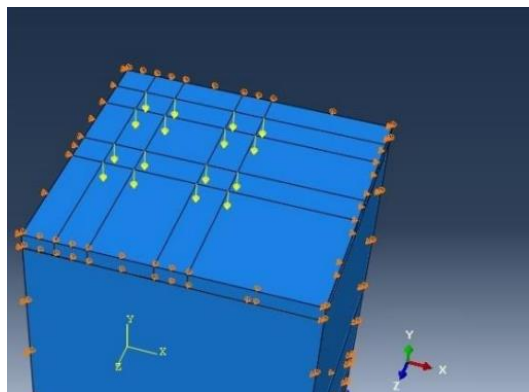


Figura 4. Dimensões e modelagem das estacas como cargas pontuais de 500 kN correspondentes às estacas, aplicadas na camada de arenito.

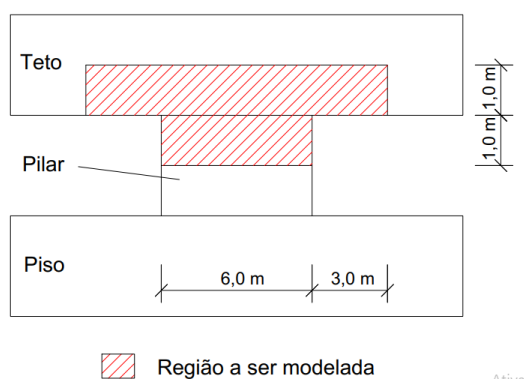


Figura 5. Dimensões da segunda modelagem, em vista lateral.

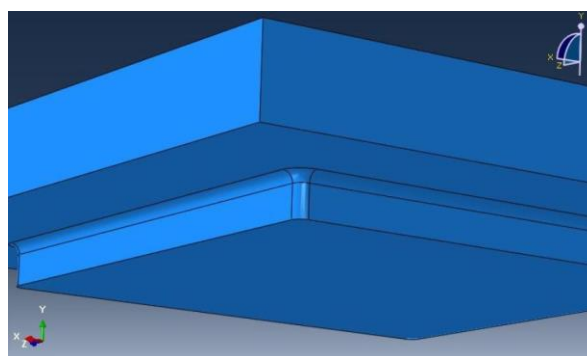


Figura 6. Modelagem da região de interesse, com arredondamento das bordas do pilar para evitar efeitos de singularidade geométrica nos resultados

Tabela 3. Parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos por Zingano (2002) em carvões minerais de Criciúma – SC.

Rocha	γ (KN/m ³)	c (MPa)	Φ (graus)	ν	E (GPa)
Carvão	19	1.39	21.33	0.25	4.33

O comportamento dos solos e rochas foi assumido como elastoplástico adotando-se o modelo de Mohr-Coulomb para tal. O comportamento dos elementos de fundação foi assumido como elástico linear.

2.3. Análise por Elementos Finitos

A análise por elementos finitos se dá pela geração de uma malha tridimensional dentro da geometria proposta na etapa da modelagem. Por definição, um software de elementos finitos

apenas compreende o que ocorre na simulação em alguns pontos discretos, que são pré-definidos na malha, chamados de nós.

A malha escolhida na primeira modelagem foi uma malha com elementos hexagonais, utilizando-se de um polinômio interpolador do tipo quadrático. A segunda simulação utilizou uma malha do tipo tetraédrica, com polinômio interpolador também quadrático. Devido às complexidades da geometria, como os arredondamentos nas bordas do pilar, a malha do tipo hexaédrica não pode ser selecionada. Por se tratar de uma área menor, a segunda simulação pode contar com um melhor refino da malha. Essas diferenças são demonstradas na Figura 7.

Em ambas as modelagens, as condições de contorno foram aplicadas nas laterais e na base do modelo, de modo a restringir o deslocamento dos estratos e representar condições de confinamento. Não foram aplicadas restrições à rotação (momento), uma vez que os elementos tridimensionais do software utilizado não possuem capacidade de resistir a esse tipo de solicitação.

A condição de contato selecionada para as simulações foi do tipo tie, que utiliza contatos do tipo superfície-superfície (Figura 8). Nessa metodologia, deve-se escolher uma superfície 'mestra' e uma superfície 'escrava' sempre que existir condição de contato. Em todas as simulações, quando houve contato entre dois diferentes materiais a superfície mestra escolhida sempre foi a de maior rigidez, e seguiu a seguinte ordem decrescente: arenito, siltito, carvão e solo.

Os critérios de parada utilizados em ambas as simulações foram os critérios de convergência padrão das simulações, ou seja, o próprio software encerra as simulações e exibe os resultados assim que atingiu um grau de convergência suficiente para a relação tensão-deformação simulada.

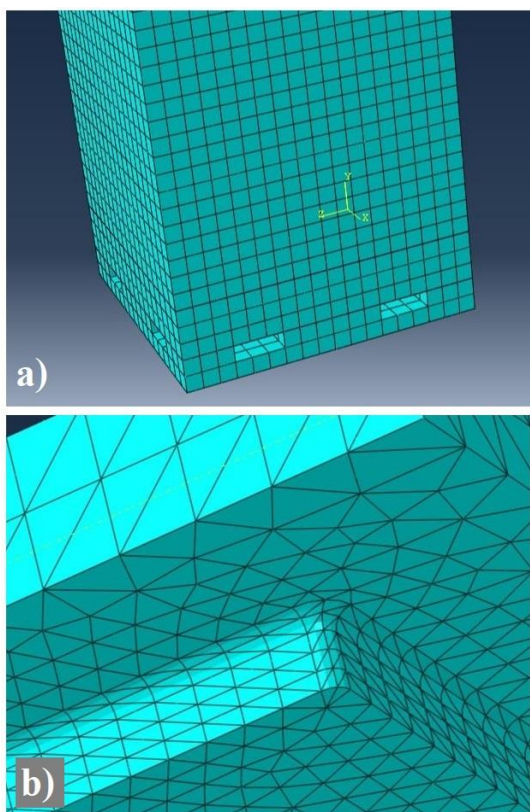


Figura 7. Tipos de elemento e tamanho de malha utilizadas na: (a) primeira e; (b) segunda modelagem.

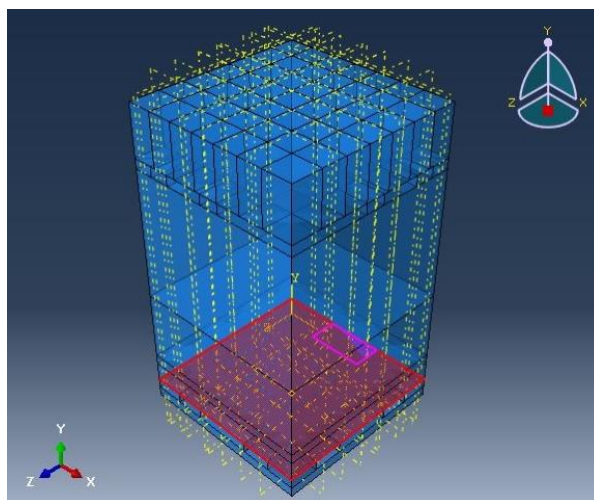


Figura 8. Aplicação de contato no limite de duas superfícies de materiais distintos.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados do primeiro modelo (Figura 9) revelaram que as tensões verticais próximas à superfície são basicamente ocasionadas pelo peso próprio dos estratos. Conforme se aproxima das galerias há um incremento de tensões compressivas acima dos pilares (representadas no software como tensões com sinal negativo). De maneira análoga, em regiões acima das escavações nota-se inicialmente um alívio de tensões compressivas, e posteriormente uma mudança de tensões compressivas para tensões de tração (representadas no software como tensões positivas). As tensões verticais observadas nos pilares nesta simulação foram da ordem de 5 MPa, enquanto no teto e piso, da ordem de 350 kPa.

Mesmo utilizando-se uma malha grosseira na primeira modelagem, é possível evidenciar as diferentes maneiras em que o teto e o pilar das galerias são solicitados. A primeira modelagem serve para entender os fenômenos envolvidos, enquanto a segunda procura obter os valores de tensão e deformação nos pontos de interesse.

Há uma semelhança no comportamento entre o teto e o piso da galeria. As simulações revelaram que cruzamentos das galerias são pontos concentradores de tensão, tanto de tração no teto quanto de compressão nos pilares, conforme a Figura 10.

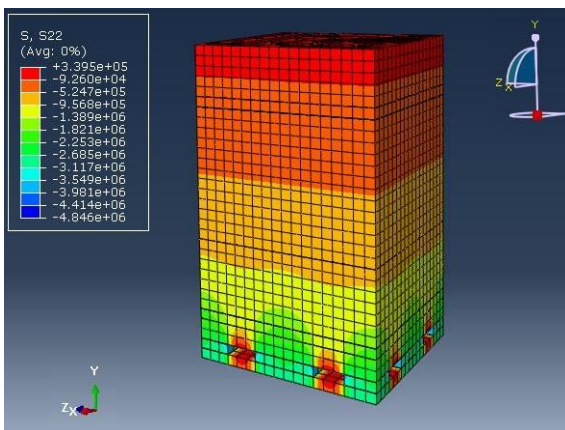


Figura 9. Tensões verticais (S22), em Pascal, atuando sobre o primeiro modelo.

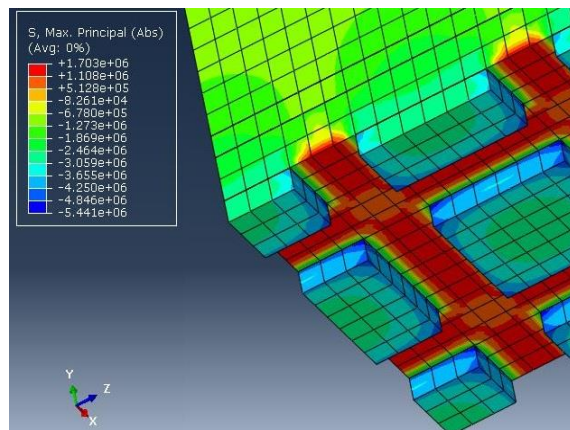


Figura 10. Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuando no teto e pilares das galerias do primeiro modelo.

Ao se plotar as tensões máximas que atuam no primeiro modelo, o software revela solicitações máximas de compressão na ordem 5,4 MPa, ocorrendo nas faces dos pilares de carvão, e solicitações máximas de tração de 1,7 MPa, no teto das galerias. Esse processo também é retratado na Figura 10.

Uma adaptação da primeira modelagem foi feita a critério de comparação. As cargas das sapatas e das estacas foram removidas do modelo, e repetiu-se a simulação apenas com o peso próprio dos estratos, ou seja, somente com a imposição da força gravitacional. Este comparativo é demonstrado na Figura 11. Na figura é visível que o incremento no campo de tensões causado pelas fundações rasas e profundas é mínimo quando comparado ao peso próprio do material.

Em relação à aplicação ou não das cargas pontuais representando as fundações das construções na superfície, obteve-se uma diferença na ordem de 12 kPa para os pilares e de 10 kPa para o teto das galerias.

Para os deslocamentos verticais não foram percebidas diferenças nos resultados: com ou sem aplicação das cargas os recalques nos pilares de carvão obtidos foram da ordem de 0,5 mm e no teto de arenito das galerias de 2 mm.

A segunda modelagem tratou de uma análise localizada em um dos pilares, e utilizou-se de uma malha composta por 16.000 elementos. As cargas que atuavam acima das galerias de

mineração obtidas da primeira simulação foram aplicadas sob a forma de pressão distribuída no teto de arenito da segunda simulação.

Assim, da primeira simulação obteve-se que a 2 metros acima da camada de carvão as tensões verticais são de 2,25 MPa sobre os pilares e de 100 kPa sobre as escavações.

A Figura 12 retrata as tensões máximas atuantes no segundo modelo após a aplicação dessas cargas sob a forma de pressão.

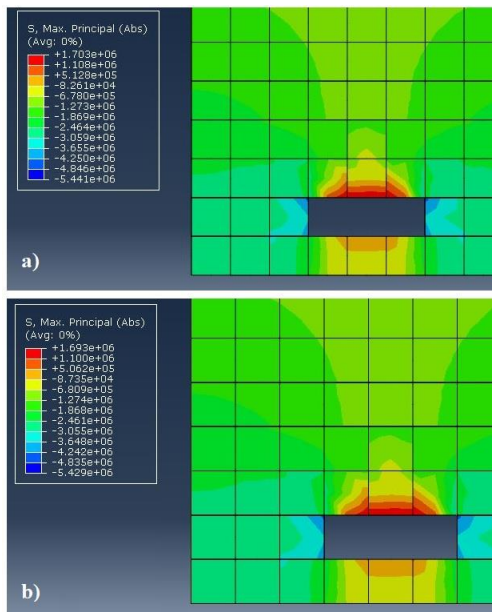


Figura 11. Diferenças de tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, no primeiro modelo: (a) com e (b) sem aplicação das cargas das fundações rasas e profundas.

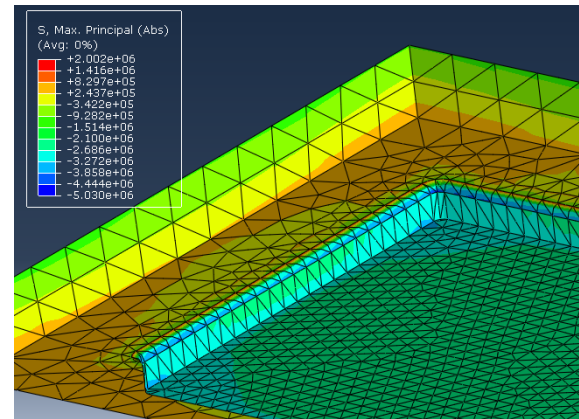


Figura 12. Tensões principais máximas (S, Max. Principal), em Pascal, atuantes na segunda modelagem.

Com remoção dos pontos de singularidade geométrica, as regiões com tensão máxima de tração passam a ser as extremidades do teto de arenito, com resultados da ordem de 1 MPa. Já as tensões máximas de compressão foram da ordem de 5 MPa, localizadas nos pilares de carvão, conforme Figura 13. Nota-se que estes valores estão próximos aos resultados encontrados na primeira simulação realizada. Em se tratando dos deslocamentos verticais, a segunda simulação revelou valores de aproximadamente 1 mm no teto de arenito e de 0,5 mm nos pilares de carvão (Figura 14).

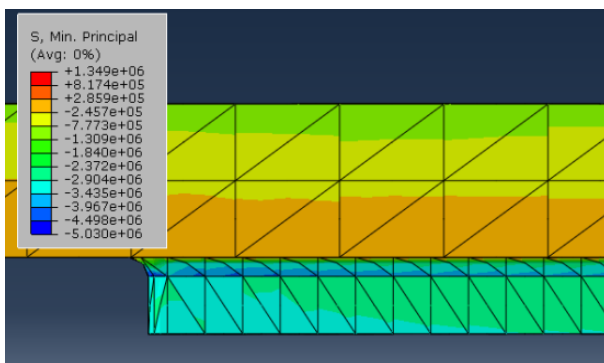


Figura 13. Tensões máximas de compressão (S, Min. Principal), em Pascal, atuantes na segunda modelagem, após a remoção dos pontos de singularidade geométrica.

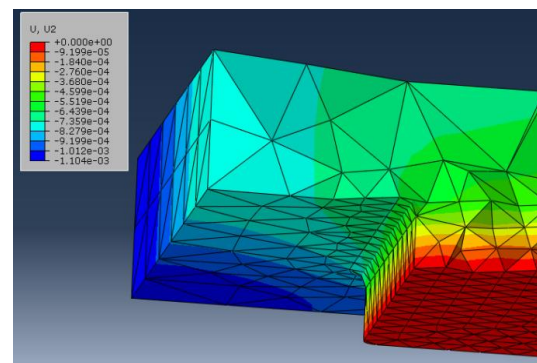


Figura 14. Deslocamentos verticais (U2), em metros, atuantes no conjunto teto-pilar, na segunda modelagem.

Como os pilares possuem seu deslocamento vertical restrito, já que estão apoiados no piso, esperava-se que seu deslocamento fosse menor que aquele do teto de arenito, uma vez que este, possui um vazio abaixo, ocasionado pela abertura das escavações. Tal vazio possibilita que o teto de arenito (ou o teto das galerias, por assim dizer) possa se movimentar verticalmente.

Em comparação à primeira, a segunda modelagem reduziu o valor de compressão máxima de 5,4 para 5 MPa, e de tração máxima de 1,7 para 1 MPa. Considera-se que esta variação é decorrente do refino da malha e da remoção dos cantos vivos das análises. De maneira similar, a segunda simulação reduziu o deslocamento vertical no teto de arenito de 2 mm para 1 mm, e manteve o deslocamento vertical nos pilares em 0,5 mm. Estes valores de deslocamentos são considerados baixos quando comparados à valores de recalque elástico e por adensamento que decorrem de solos próximos à superfície.

Não foram constatados pontos de plastificação dos materiais nos resultados, já que mesmo nos pontos de picos de tensão os valores obtidos nas simulações não ultrapassaram o limite de escoamento destes materiais.

Zingano (2002) obteve resistência à compressão média para arenitos da região de Criciúma de 78 MPa, e de 22 MPa para o carvão. Se levados em conta esses valores, os pilares analisados neste estudo encontram-se em 22% da capacidade de compressão.

Valores de resistência à tração são de maior importância, já que rochas são materiais considerados frágeis, e com baixa resistência a este tipo de solicitação. Assim, acredita-se que no teto de arenito estão os pontos mais críticos do sistema piso-pilar-teto.

Obter a resistência à tração de materiais rochosos é uma tarefa um pouco mais complexa que medidas em compressão. You (2015) realizou ensaios para medição de tração em arenitos da Pensilvânia, nos Estados Unidos, e em Zaghou, na China, obtendo valores que variam entre 3 e 7 MPa. Considerando-se o pior caso para os valores de You (2015), o teto de arenito deste estudo estaria sujeito a 33% da sua capacidade máxima para tração, apesar de que esses valores variam muito de acordo com a condição do material, e uma análise mais minuciosa deve ser realizada.

As análises realizadas neste trabalho consideraram estes materiais como homogêneos, sem fissuras ou descontinuidades. Ressalta-se que a condição *in situ* pode ser extremamente heterogênea, tendo como consequência uma maior variabilidade dos parâmetros de resistência destas rochas.

4. CONCLUSÕES

As informações apresentadas neste trabalho são provenientes da pesquisa realizada, do levantamento de dados efetuado na região e da combinação entre ensaios de laboratório e simulações numéricas realizadas. A comparação dos resultados dos ensaios de laboratório com outros disponíveis na literatura indicou uma moderada variação nos parâmetros de resistência dos materiais, já que os dados obtidos aqui divergiram daqueles relatados por Zingano (2002).

As simulações pelo método de elementos finitos indicaram a ocorrência de tensões de tração no teto das galerias e de compressão nos pilares de carvão, fenômeno ocasionado quando da abertura dessas galerias e que fora previsto por Hoek e Brown (1980). A variação de tensão nos estratos foi evidenciada na primeira simulação.

Os resultados de tensão e de deslocamento que os autores acreditam ser os mais próximos da condição *in situ* foram aqueles provenientes da segunda simulação. Os valores máximos encontrados foram em torno de 1 MPa para tensões de tração, ocorrendo no teto de arenito, e de aproximadamente 5 MPa para tensões de compressão, atuante nos pilares de carvão. Os deslocamentos verticais obtidos foram de 1 mm no teto de arenito das galerias e de 0,5 mm nos pilares de carvão. Entende-se que os deslocamentos verticais máximos obtidos neste estudo não são responsáveis diretos pela ocorrência de recalques expressivos na superfície da região de estudo, uma vez que esses valores se encontram abaixo dos valores máximos propostos na

literatura, como 40 mm para recalque total e 25 mm para recalque diferencial relatados por Skempton e MacDonald (1956) e os 50 mm propostos por Poulos et al. (2001).

Os valores de tensão obtidos também não foram suficientes para ocasionar plastificação ou ruptura das rochas que ali se encontram. Os acréscimos de tensão decorrentes da aplicação de cargas pontuais na superfície do solo e no substrato rochoso mostraram-se pouco significativos quando comparados ao peso próprio dos estratos que são suportados pelos pilares de carvão. O incremento de tensão causado pelas fundações foi de 12 kPa para os pilares de carvão e de 10 kPa para o teto de arenito.

Diferentemente da expectativa inicial, a maior parte dos casos de subsidência na região estudada aparenta estar relacionado com a degradação natural das galerias de carvão, que tendem a fechar com o passar dos anos devido ao grande fluxo de água que ocorre por meio destas galerias ou como uma forma de alívio de tensões. Esse fenômeno provavelmente se dá em regiões acima de minas antigas, nas quais se utilizou a mineração com recuo de pilares. Assim, não foi possível relacionar diretamente a ocorrência de manifestações patológicas na região com a imposição de cargas por fundações de edificações.

Ressalta-se, porém, que mesmo que as edificações aparentemente não induzam à subsidência, a ocorrência desse fenômeno no subsolo pode vir a causar danos na superfície, causados pelo reposicionamento dos estratos.

AGRADECIMENTOS

Os autores deste trabalho expressam sua gratidão ao Grupo de Tecnologia e Engenharia de Petróleo da PUC-Rio e à Savi Fundações e Sondagens Ltda por todo apoio prestado.

REFERÊNCIAS

- DAY, R. W. (2005) *Foundation engineering handbook: design and construction with the 2006 international building code*. New York: McGraw Hill Professional.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. (1980) *Underground excavations in rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- KOTYRBA, A.; KORTAS, L. (2016) *Sinkhole hazard assessment in the area of abandoned mining shaft basing on microgravity survey and modelling – Case study from the Upper Silesia Coal Basin in Poland*. Journal of applied geophysics, n. 130, p. 62-70.
- MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. (2015) *Patologia das fundações*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. (2001) *Foundations and retaining structures – research and practice*. In: 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. v. 4. P. 2527-2606. Istambul.
- SKEMPTON, A. W.; MACDONALD, D. H. (1956) *Allowable settlement of buildings*. Proc. ICE, n.3. v.5. p. 727-768.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011) *Fundações*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, v.1.
- YOU, M. (2015) *Strength criterion for rocks under compressive-tensile stresses and its application*. Journal of rock mechanics and geotechnical engineering. n. 7, p. 434-439.
- ZINGANO, A. C. (2002) *Modelamento geomecânico para o dimensionamento de pilares de carvão*. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, p. 203.